

ARMIERTER BETON.

1918. Juli.

INHALT

Neue Eisenbetonbauten. Bericht über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau von Rückkühlanlagen. Von Dr.-Ing. H. Marcus. S. 121.

Neue Forschungen im Gebiete des Betons und Eisenbetons. Besprochen von M. Foerster, (Dresden). S. 125.

Bestimmung der Doppelarmierung bei gebogenen Konstruktionsteilen im armierten Beton. Von Dr. L. Wierzbicki, Wien. S. 135.

Über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht werden. Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde. (Fortsetzung von S. 116.) S. 135.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 138.

Bücherbesprechungen. S. 140.

NEUE EISENBETONBAUTEN.

Bericht über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau von Rückkühlanlagen

Von Dr.-Ing. H. Marcus,

Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft.

Die HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, hat in den letzten Jahren im Auftrag und nach den Vorschlägen der Schlesischen Elektrizitäts- und Gas-Aktiengesellschaft Gleiwitz Rückkühlanlagen für die großen elektrischen Zentralen in Chorzow und Zaborze in Oberschlesien gebaut, welche sich sowohl in der allgemeinen Anordnung, wie auch in der konstruktiven Ausgestaltung des Tragwerkes von den bisher bekannten Ausführungen unterscheiden und beachtenswerte

Fortschritte nicht allein in der Leistungsfähigkeit, sondern auch in der Wirtschaftlichkeit aufweisen.

Die Verwendung des Eisenbetons stellte, da sie allgemein bei diesen Bauten

als wenig zweckmäßig erachtet wird, an die Güte der konstruktiven Durchbildung und der Ausführung außergewöhnliche Ansprüche. Ein eingehender Bericht über die Lösung dieser schwierigen Aufgabe dürfte daher vielleicht dem Eisenbetonfachmann willkommen sein.

Eine kurze Bemerkung über den Zweck der Rückkühlanlagen sei der Beschreibung der Bauwerke vorangeschickt. Die Abkühlung von Dampfkondensatoren würde bei großen Kraftwerken mit einem ungeheuren Wasserverbrauch

verknüpft sein, wenn es nicht möglich sein würde, einen erheblichen Teil des Kondenswassers durch Abkühlung zurückzugewinnen.

Der Vorgang der Rückkühlung besteht im wesentlichen darin, daß die Wärme des Wassers in kürzester Zeit an die Luft der freien Atmosphäre abgegeben wird. Die erwärmte Luft bringt einen Teil des Wassers zum Verdunsten und löst den hierbei entstehenden Wasserdampf auf. Durch diese Verdunstung kann das Wasser kälter als die

umgebende Luft werden. Die beiden Kühlvorgänge, die Luftwärmung und die Verdunstung entwickeln sich um so rascher, je inniger sich die unmittelbare Berührung zwischen



Fig. 1.

Luft und Wasser gestaltet. Je schneller sich aber die Einwirkung der Luft auf das Wasser vollzieht, desto kleiner ist der für die Kühlung erforderliche Raum.

Die Kühlung des Wassers wird vor allem durch eine lebhafte Bewegung erzielt. Bei den älteren Anlagen wird die Zerteilung des Wassers in der Luft dadurch erstrebt, daß das Wasser beim Niederfallen um 4–6 m auf ausgebreiteten und hordenartig übereinander angeordneten Latten und Bretter wiederholt aufschlägt und

zerspritzt. Auf diesem Grundsatz sind die bekannten hölzernen Gradierwerke aufgebaut. Die hierbei gebräuchlichen geschnittenen Hölzer haben jedoch den Nachteil, daß sie reißen, sich werfen und dann das Wasser ungenügend zerteilen.

Gestelle sind zu einer Gruppe vereinigt, welche von der benachbarten durch eine Dehnungsfuge getrennt ist. Zwischen den Pfosten der Rahmen sind in acht verschiedenen Stockwerken Eisenbetonbalken gespannt, welche die eng aneinander-

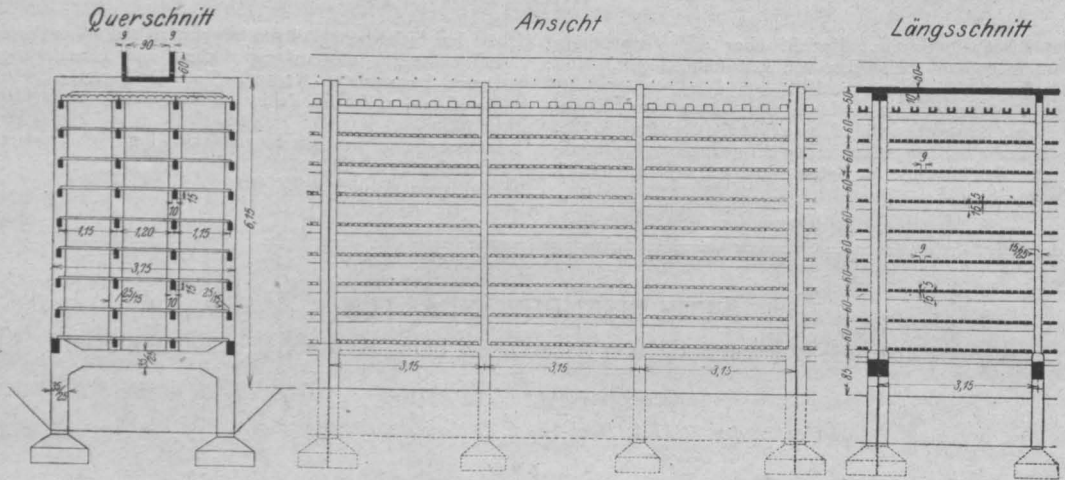


Fig. 2.

Diese Mängel werden bei den Gradierwerken aus Eisenbeton vermieden,

Die HUTA hat aus diesem Grunde bereits in dem Jahre 1908 mit dem Bau von Gradierwerken aus Eisenbeton begonnen. Als Beispiel sei die

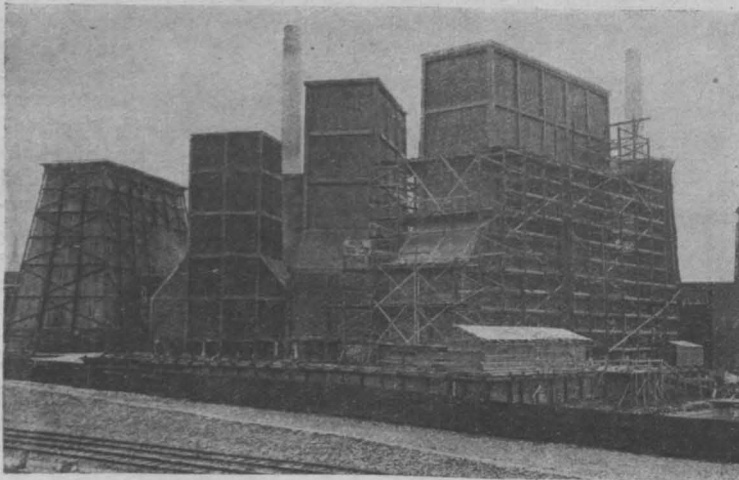


Fig. 3.

Rieselanlage der Elektrischen Zentrale Zaborze, welche in den Fig. 1 und 2 veranschaulicht ist, aufgeführt.

Das Tragwerk besteht aus rahmenartigen Gestellen, die in einem Abstand von 3,15 m und auf eine Länge von 78 m angeordnet sind. Je vier

gereihten Latten tragen. Der obere Riegel der Gestelle dient zur Auflagerung der Hauptzuflußrinne, während die erste unter dem Riegel befindliche Balkenreihe die kleinen Verteilungsrinnen aufnimmt. Durch die in den Längsbalken der Zuflußrinne angeordneten runden Löcher strömt das Wasser in die Verteilungsrinnen. Die Seitenwandungen der letzteren sind am oberen Rande mit zahnförmigen Einschnitten versehen, aus welchen das Wasser auf die Latten herunterrieselt. Das Wasser sammelt sich, nachdem es durch die verschiedenen Lattenreihen hindurchgetropft ist, in einem unter den Gestellen angeordneten Graben und gelangt schließlich in den Sammelbehälter.

Während die Gestelle, die Zuflußrinnen und die unmittelbar an den unteren Riegel anschließenden äußeren Längsbalken am Bau selbst ausgeführt worden sind, wurden hingegen die Verteilungsrinnen, die Balken und die Latten in den Werkstätten hergestellt und später zwischen den Gestellen verlegt und vergossen. Trotz der sehr schwachen Abmessungen haben sich diese Werkstücke sowohl beim Einbau wie auch im Betrieb als hinlänglich tragfähig erwiesen.

Die offenen Gradierwerke haben den Vorteil, daß der Wind eine ausreichende Lüfterneuerung herbeiführt. Um jedoch das Zerspritzen des Wassers zu vermeiden und den in der Umgebung von Gebäuden lästigen Dunstabzug einzuschränken, ist es zweckmäßig, die Rieselanlagen durch Jalousien zu umschließen und vor allem einen

haben jedoch die Heranziehung anderer Baustoffe ratsam erscheinen lassen. Abgesehen vom Eisen, welches eine sorgfältige Unterhaltung fordert, kommt hierbei trotz der im Vergleich zum Holz bedeutenden Mehrkosten nur der Eisenbeton in Betracht.

Die Vorteile dieses Baustoffes liegen einer-

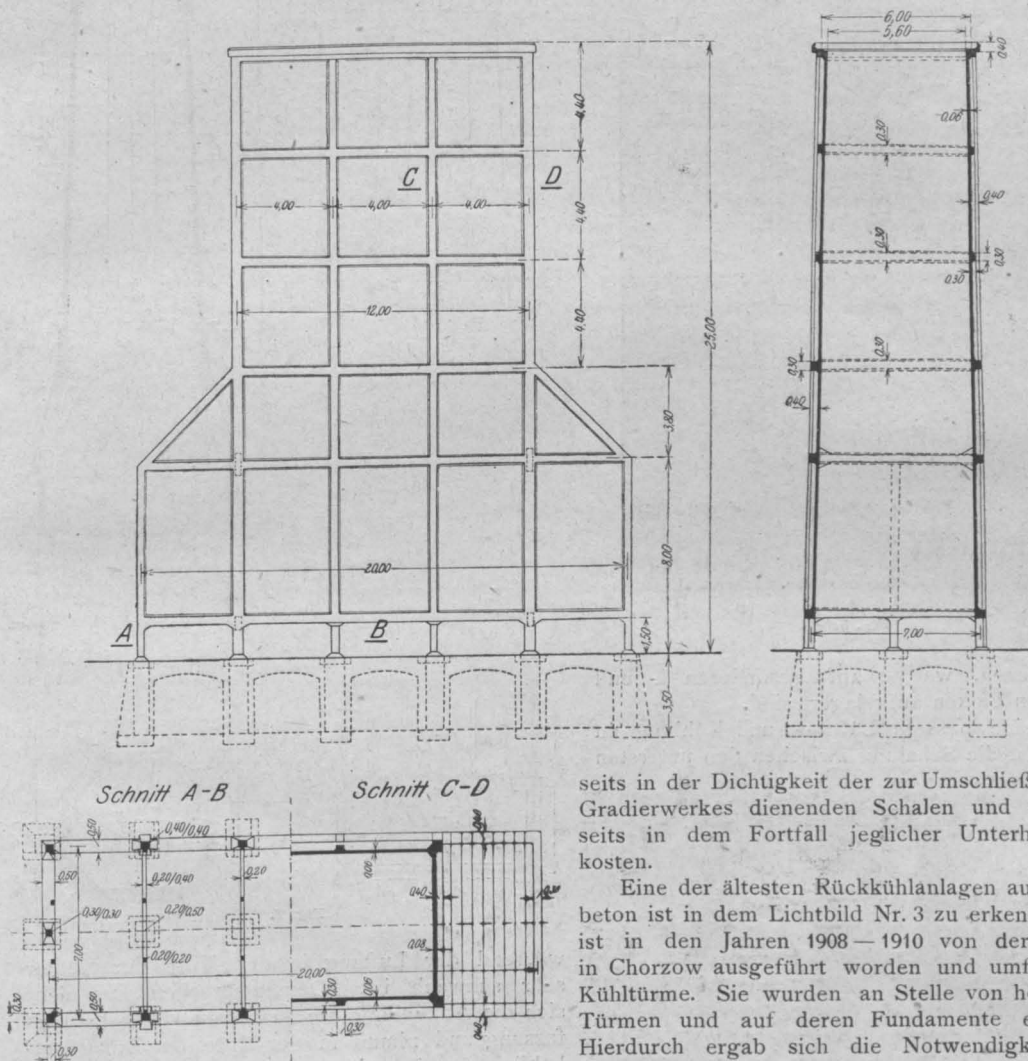


Fig. 4.

Schlot anzubringen, der den Dunst durch den Auftrieb der erwärmten Luft in größere Höhen abführt.

Die Umhüllung des Gradierwerkes durch eine kaminartige, hölzerne Schalung hat sich infolge der geringen Herstellungskosten allgemein eingebürgert. Die geringere Lebensdauer des Holzes, die Notwendigkeit häufiger Ausbesserungsarbeiten, und ihre nachteiligen Folgen für den Betrieb

seits in der Dichtigkeit der zur Umschließung des Gradierwerkes dienenden Schalen und andererseits in dem Fortfall jeglicher Unterhaltungskosten.

Eine der ältesten Rückkühlanlagen aus Eisenbeton ist in dem Lichtbild Nr. 3 zu erkennen. Sie ist in den Jahren 1908—1910 von der HUTA in Chorzow ausgeführt worden und umfaßt drei Kühltürme. Sie wurden an Stelle von hölzernen Türmen und auf deren Fundamente errichtet. Hierdurch ergab sich die Notwendigkeit, die Grundrißgestalt der neuen Anlage genau der früheren anzupassen.

Das Traggerippe des mittleren Kühlers ist in der Fig. 4 dargestellt. In Anlehnung an die im Holzbau üblichen Formen besteht es im wesentlichen aus einer 6 cm starken Eisenbetonschale, welche fachwerkartig durch lotrechte und wagerechte Eisenbetonrippen versteift wird. Letztere übertragen die Windkräfte auf die Eckrippen, welche paarweise zu steifen Rahmen ausgebildet sind.

Das eigentliche Gradierwerk ist in dem verbreiteten Sockel des Turmes untergebracht und besteht, wie bei der Zaborzer Anlage, aus der Verteilungsrinne, den Querrinnen und den

Mauerwerk hergestellten Fundamentpfeiler der früheren hölzernen Kühler.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß die größte Luftmenge in der Nähe der Wandungen aufsteigt,

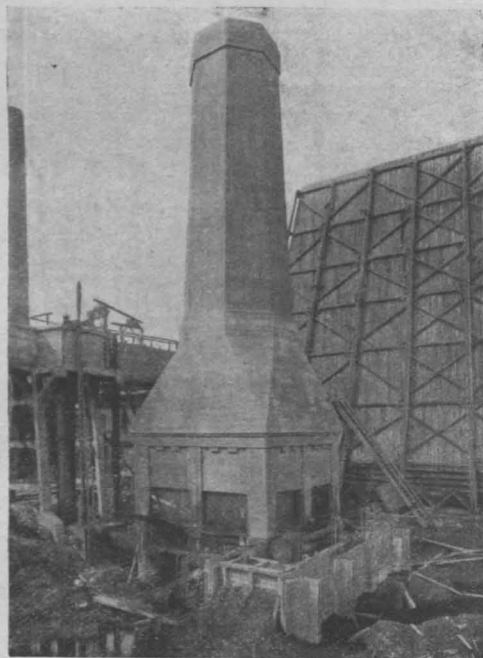


Fig. 5.

Dreieckleisten, welche auf besonderen L- und I-förmigen Balken aufgelagert sind.

Um eine bessere Lüftung und Kühlung zu erzielen, ist die Schalung zwischen den untersten

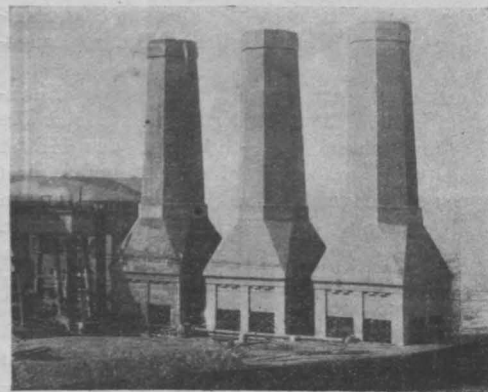


Fig. 6.

Ständern auf eine Höhe von 1,5 m fortgelassen. Letztere sind nicht unmittelbar bis zum tragfähigen Baugrund durchgeführt, sondern stützen sich mittels besonderer Betonschwellen auf die im

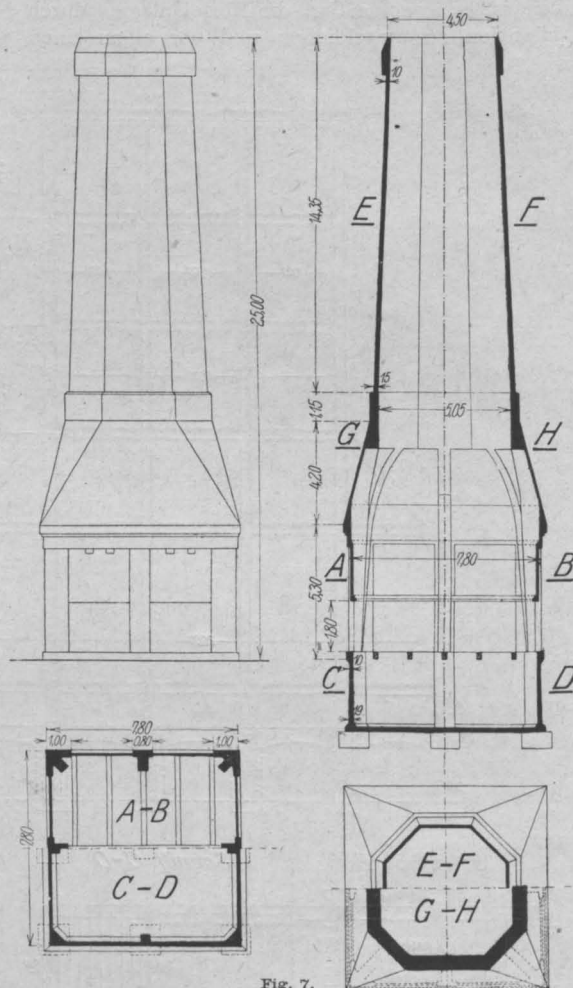


Fig. 7.

während der Luftzug in der Mitte der Kühler sehr schwach ist. Dementsprechend vollzieht sich die Abkühlung am stärksten längs der Umfassung und nimmt in der Mitte der Anlage erheblich ab. Im allgemeinen sind die Luftzufuhr und die Kühlung um so intensiver, je größer der Umfang im Verhältnis zum Querschnitt ist. Aus diesem Grunde sind bei den älteren Ausführungen Kühler mit schmalem, länglichem Grundriß bevorzugt worden. Sie erfordern jedoch infolge ihrer geringeren Standfestigkeit eine stärkere Ausbildung des Tragwerkes als Anlagen mit quadratischem Grundriß. Letztere sind neuerdings, um eine größere Leistungsfähigkeit zu erzielen, durch Einziehung von Querwänden in einzelne Zellen, von denen jede besondere Luftzufuhr erhält, zerlegt worden.

Der Bau von Kühltürmen mit beträchtlicher Grundfläche hat sich andererseits insofern nachteilig erwiesen, als es nicht möglich ist, Ausbesserungsarbeiten an irgend einem Teil der Anlage auszuführen, ohne zumindest einen Kühlturm außer Betrieb zu stellen. Aus diesem Grunde ist die Schlesische Elektrizitäts- und Gas-Aktiengesellschaft zum Bau von Kühlern mit verhältnismäßig kleiner Grundfläche übergegangen. Die nach den Vorschlägen des Herrn Oberingenieur Geibel, Gleiwitz, gebauten Kaminkühler weisen eine Grundfläche von nur 60 m² auf; während aber bei den früheren Anlagen die Kühlung eines Kubikmeter Wassers um etwa 25° C. in der Stunde ein Quadratmeter Grundfläche bei etwa 8–10 m Höhe des Gradierwerkes erforderte, so sind die kleinen Kühler für eine stündliche Leistung von 5 cbm Wasser auf 1 qm Grundfläche oder insgesamt von 300 cbm Wassermenge bemessen. Wie aus der Fig. 5 zu ersehen ist, fällt bei diesen kleinen Kaminkühlern die eigentliche Rieselanlage fort. Die Abkühlung und Wasserzerteilung werden dadurch erzielt, daß das warme Wasser unter Druck aus Streudüsen von unten nach oben austritt und als Wasserstaub durch die freie Luft wieder abtrüfeln. Die Gestalt der Düsen, ihre Verteilung, sowie ihre Leistung sind auf Grund langjähriger Versuche, die Herr Oberingenieur Geibel angestellt hat, bestimmt. Sie gewähren eine immer gleich gute Wasserverteilung und dementsprechend auch eine regelmäßige Kühlung. Obendrein erfordern sie hinsichtlich der Unterhaltung weder Arbeit noch Kosten.

Die ersten drei, nach diesem Grundsatz im Jahre 1913 von der HUTA erbauten Kühler sind in der Fig. 6 dargestellt. Sie bestehen aus einem quadratischen Unterbau von 7,80 m Seitenlänge und 5,30 m Höhe, auf dem sich mittels eines schrägen Schaftes der 14,35 m hohe, achteckige Schlot aufsetzt. (Fig. 7.) Der Turm erhebt sich im ganzen 25 m über Gelände. Die Wandungen des Schlotes sind am oberen Rande 10, am unteren 15 cm stark. Sie sind durch einen Kopfring und den beim Schaftübergang angeordneten Druckring ausgesteift. Letzterer dient zugleich zum Anschluß von acht Rippen, die in den Haupt- bzw. in den Diagonalachsen des Tragwerkes liegen und gemeinsam ein biegungsfestes, räumliches Fachwerk bilden.

Zwischen den Rippen spannen sich die Wandungen des schrägen Schaftes, sowie die Umschließungswände des Unterbaues. Eine weitere Aussteifung wird durch den als Gesimsbalken ausgestalteten Zugring bewirkt.

Um einen besseren Luftdurchzug zu ermöglichen, sind in den Umschließungswänden Öffnungen von 1,8 m Höhe zwischen den Ständern des Fachwerkes ausgespart.

In Geländehöhe ist zur Stützung der Düsen ein Balkengerippe aus Eisenbeton angeordnet. Zur Abfangung des abgekühlten Wassers ist ein Behälter von 3,0 m Tiefe unter den Düsen eingebaut. Der obere Rand der Umfassungswände dieses Behälters ist durch eine Rippe verstärkt, welche die Ständer des Oberbaues miteinander verbindet.
(Fortsetzung folgt.)

NEUE FORSCHUNGEN IM GEBIETE DES BETONS UND EISENBETONS.

Besprochen von M. Foerster, Dresden.

Vom Deutschen Ausschusse für Eisenbeton liegen zwei neue Hefte vor — Heft 38 u. 39.

Das erstere befaßt sich mit den Versuchen mit Verbundbalken zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment und baut sich auf Versuche auf, die von C. Bach und O. Graf in den Jahren 1912 bis 1914 in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt zur Ausführung gebracht sind.

Zum Versuche herangezogen sind Balken mit den in Fig. 1 dargestellten Querschnitten und den unter diesen angegebenen Bewehrungsstärken (μ). Die Länge der Balken betrug durchgehend 3,40 m, ihre Stützweite 3,00 m. Die Lastübertragung bei Biegebelaugung erfolgte an zwei im Abstand von 1,00 m voneinander entfernten symmetrisch gelagerten Lastpunkten, also in den Dritelpunkten der Stützweite. Der verwendete Beton setzte sich aus 1 RT.-Portlandzement, 2 RT.-Rheinsand, 3 RT. Rheinkies zusammen. Der Wassergehalt war zu

9,2 % des Gewichtes der trockenen Materialien bemessen. Die Beton-Würfeldruckfestigkeit betrug nach 45 Tagen i. M. 229 kg/qcm. Die größten Abweichungen von seinem Durchschnittswerte betrugen +15 und –11 %.

Zur Herstellung der Balken dienten wagenrecht liegende Formen aus Tannenholz. Hierbei wurden auch die Balken der Reihe V (vgl. Fig. 1) mit unten liegender Platte so hergestellt, daß die Platte oben lag. Erst am Tage der Prüfung wurden die Platten so gedreht, daß beim Biegeversuch die Platte in die Zugzone zu liegen kam.

Das Alter der Körper am Prüfungstage betrug rd. 45 Tage. Beobachtet wurden bei der Versuchsdurchführung:

1. Die Belastung, die zur Entstehung der ersten Risse führte, und deren Fortschreiten mit steigender Last;
2. die gesamten, bleibenden und federnden Verlängerungen an der unteren

Fläche und die Zusammendrückungen im Obergurte der Balken, in deren mittlerem Teile je auf eine Länge von 70 cm;

3. die gesamten, bleibenden und federnden Druckbiegungen in Balkenmitte.

Angeschlossen waren Versuche über die Druck- und Zugelastizität und die Druck- und Zugfestigkeit des Betons. Zu ihnen dienten Betonprismen mit einem quadratischen Querschnitte mit 20 cm Seitenlänge und von 80 cm Höhe.

Aus den Versuchen über die Zugelastizität und die Zugfestigkeit des Betons ergibt sich bei Zugbelastung von 2,49 bis 12,44 kg/qcm, daß der Dehnungskoeffizient der gesamten Verlängerungen zwischen 281 200 und 224 800, der der federnden allein zwischen 306 800 und 272 400 liegt, daß mithin bei Zugrundelegung der Elastizitätszahl des Eisens zu 2 100 000 kg/qcm die Zahl n zwischen 7,5 und 9,3 bzw. 6,8 und 7,7 schwankt. Die Zugfestigkeit der Betone fand sich i. M. zu 18,7 kg/qcm, das war das 0,08fache der Würfelfestigkeit.

Beim Druckversuche stellte sich bei Belastungen von 12,2–146,7 kg/qcm:

dernden allein auf 289 200 bis 201 600; hier wird $n = 7,3$ bis 11,7 bzw. $= 7,3$ bis 10,4. Die Säulendruckfestigkeit wurde zu 197 kg/qcm i. M. gefunden, betrug also das 10,5fache der Zugfestigkeit solcher Prismen.

Für die Balken Nr. 1–9 (vgl. Fig. 1) wurden die nachfolgend angegebenen Belastungen kurz vor Eintritt der ersten Risse beobachtet.

Balken Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Last in kg	2200	2817	2967	3767	3833	1000	1417	4167	6400

Wird für diese Lasten, unter Zugrundelegung von $n = 15$ und unter Berücksichtigung des Eigengewichtes die Zugspannung im Beton berücksichtigt, so ergibt sich bei

Balken Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_{bz} in kg/qcm	25,8	28,8	27,3	30,8	28,9	38,7	27,2	26,4	26,9

Die im allgemeinen übliche Annahme, daß bis zu einer Zugbiegungsbelastung des Betons von 24 kg/qcm nicht mit dem Auftreten von Rissen zu rechnen ist, findet mithin durch diese Versuchsreihen eine vollkommene Bestätigung.

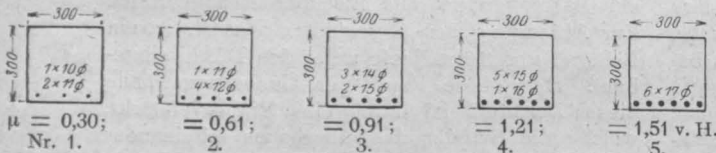
Zugleich lassen die obigen σ_{bz} -Werte in Verbindung mit der Lage der Eisen im Balkenuntergurt erkennen, daß der gleichmäßigeren Verteilung einer stärkeren Bewehrung über den ganzen Querschnitt auch eine höhere Zugbiegungsspannung des Betons entspricht.

Die Zerstörung der Balken wurde — ausgenommen Balken Nr. 3, der keine Bügel enthält — durch Überschreiten der Streckgrenze der Eisen in der Zugzone eingeleitet; nach Öffnung einzelner Risse wurde über ihnen in der Druckzone der Beton zerstört.

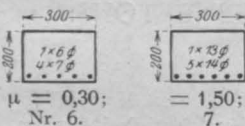
Die Berechnung des Formänderungswinkels ϕ für den in der Meßstrecke gelegenen Balkenteil erfolgte nach den Angaben von Prof. Dr. Mörsch in Heft 18 (1912) des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton S. 20 u. f.

Hiernach bestimmt sich ϕ (vgl. Fig. 2) aus den Beziehungen:

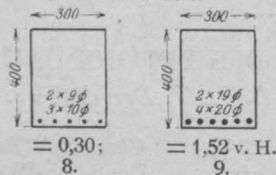
Reihe I.



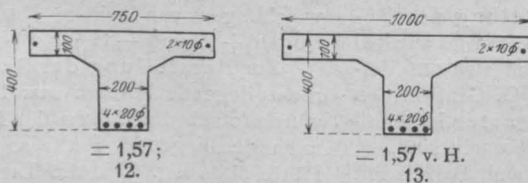
Reihe II.



Reihe III.



Reihe IV.



Reihe V.

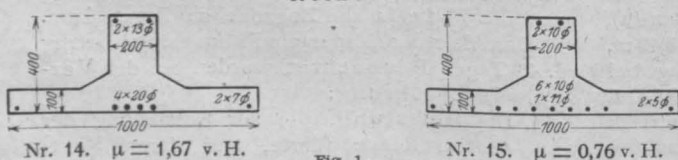


Fig. 1.

E_{bd} in Berücksichtigung der gesamten Zusammendrückung auf 285 000 bis 179 700, bei der fe-

$$\varphi = \frac{\lambda_0 + \lambda_n}{h}$$

wobei l die Meßstrecke, im vorliegenden Falle also 70 cm, ist.

Den auf diese Weise aus den Versuchen für die Balken Nr. 1–9 abgeleiteten φ -Werten werden die auf Grund der amtlichen Bestimmungen errechneten gegenübergestellt. Hierbei ist ihnen entsprechend ein ideeller Betonquerschnitt, gebildet aus dem Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone + dem 10fachen des Eisenquerschnittes (also $n = 10$), und eine für Druck- und Zugbelastung als gleichbleibend angenommene Elastizitätszahl $= 210\,000$ kg/qcm in Rechnung gestellt. Ist σ_b die Druckspannung der obersten gedrückten Faser, x der Abstand der Nulllinie von oben — Werte, die im üblichen Rechnungsgang ermittelt wurden —, so wird

$$\varphi = \sigma_b \frac{1}{E} \frac{1}{x} = \frac{\sigma_b}{210\,000} \frac{1}{x}$$

Die Gegenüberstellung der beiden φ -Werte, des aus den Messungen und der Rechnung abgeleiteten, läßt erkennen, daß die Formände-

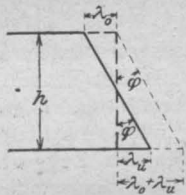


Fig. 2.

rungswinkel nach der Rechnung mit $n = 10$ größer sind, als die Feststellungen auf Grund der Messungen zeigen, daß die sich ergebenden Unterschiede aber verhältnismäßig kleiner werden mit Zunahme der Belastung. Die Stärke der Bewehrung übt auf der gleichen Belastungsstufe keinen bedeutenden Einfluß auf das Verhältnis der beiden φ -Werte aus.

Ferner lassen die entsprechenden Vergleichsrechnungen erkennen, daß die von Prof. Dr. Mörsch an oben genannter Stelle abgeleitete Beziehung, daß sich bei gleichen Spannungen die Formänderungswinkel umgekehrt verhalten wie die Balkenhöhen, durch die Versuche eine Bestätigung finden.

Ein weiterer wertvoller Vergleich wurde in bezug auf die Lage der Nulllinie nach den Versuchsergebnissen und der üblichen Rechnung, und zwar ohne Berücksichtigung der Betonzugzone und mit Einschluß dieser gegeben. Unter der Annahme, daß auch nach der Biegung die Querschnitte eben verbleiben, läßt sich naturgemäß aus

den gesamten Verlängerungen auf der unteren und den gesamten Verkürzungen auf der oberen Fläche die Lage der Nulllinie unter den verschiedenen Belastungen ermitteln. Fig. 3 läßt für die Balken der Art Nr. 3 ($h = 30,0$ cm, $\mu = 0,91$ %) die Lage der Nulllinie und zwar in der strichpunktierten Linie für die gesamten Formänderungen, in der ausgezogenen nur für die federnden erkennen. Zudem sind die rechnerisch ermittelten Nulllinien mit und ohne Berücksichtigung der Zugzone eingetragen. In ganz ähnlicher Art verlaufen bei allen Balken 1–9 die Kurven. Sie lassen erkennen, daß bis etwa zum Eintritte der ersten Risse — wie das auch durchaus naturnotwendig ist — die Nulllinie unter Einrechnung der dann noch wirksamen Zugzone des Betons der aus den federnden Formänderungen ermittelten nahe liegt,

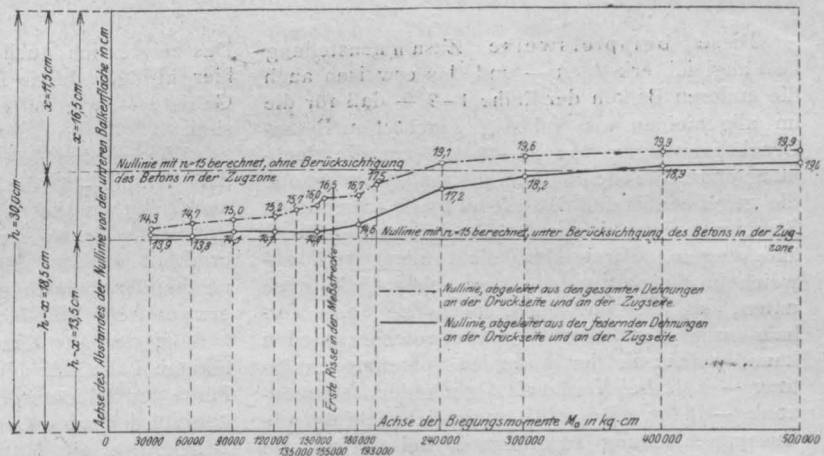


Fig. 3. Lage der Nulllinie bei dem Balken Nr. 3 (Reihe I).
 $h = 30,0$. $\mu = 0,91$ v. H.

daß sie aber nach Eintritt der Risse in bessere Übereinstimmung mit der Nulllinie ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone kommt. Zugleich lassen die Kurven erkennen, daß — bald nach Eintritt der ersten Risse — der Balken sehr gleichmäßig arbeitet, da die Nulllinie alsdann eine nur noch geringe Verschiebung erfährt.

Gleich wertvoll und bedeutsam sind auch die Vergleiche der auftretenden Druckbeanspruchungen des Betons nach den Messungen und nach der Rechnung. Es liegt auf der Hand, daß die sich hier zeigenden Vergleichsergebnisse dem gegenseitigen Verlaufe der Nulllinien entsprechen. Innerhalb der Rißgrenze liegen i. d. R. die errechneten σ_b -Spannungen bei Berücksichtigung des Betons in der Zugzone und für $n = 15$ den aus den Formänderungen gefundenen näher, als die Zahlen ohne Betonzugzone ermittelt. Nahe der Rißlast und von ihr an tritt im allgemeinen das Gegenteil ein.

Die nachfolgende Zusammenstellung gibt für

die Balken nach Art von Nr. 3 die interessanten Zahlenergebnisse als Beispiel wieder. Bei diesen Balken betrug, wie vorerwähnt, die kurz vor Eintritt des ersten Risses beobachtete Last 2967 kg, eine Näherung nach der einen oder anderen Richtung im obigen Sinne liegt hier bei der Last von 2400 kg, d. h. bei aus den Versuchen gefundenen Druckspannungen von etwa 25 kg/qcm.

Balken nach Art von Nr. 3.

Belastung in kg	600	1200	1800	2400	2700	3000	3600	4800	6000
σ_{bd} nach den Messungen kg/qcm	6,1	12,9	19,2	26,5	30,2	36,9	45,6	69,9	85,7
σ_{bd} errechnet mit Betonzugzone "	5,8	11,7	17,5	23,4	26,3	30,2	—	—	—
σ_{bd} errechnet ohne Betonzugzone "	7,3	14,6	21,9	29,2	32,9	37,7	43,8	38,4	75,0

Diese beispielsweise Zusammenstellung läßt zugleich erkennen — und das erweisen auch die anderen Balken der Reihe 1—9 — daß für die im allgemeinen als zulässig erachteten Beton-Druckspannungen von 35—40 kg/qcm die Rechnung ohne Rücksichtnahme auf die Betonzugzone die gegebene ist und daß die hiernach errechneten Spannungen von den tatsächlich infolge der Formänderungen auftretenden nicht allzu stark abweichen, und zwar bald nach oben, bald nach unten, so daß im allgemeinen mit dem Vorhandensein der Sicherheit auch gerechnet werden kann, welche in der normalen Spannungsermittlung — d. h. bei Vernachlässigung der Betonzugzone — liegt. Das gibt auch die nachfolgende Zusammenstellung zu erkennen, bei der nur die Werte der Reihe Nr. 1—9 aufgenommen sind, welche am nächsten von 40 kg/qcm liegen.

Balken Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_{bd} aus der Messung kg/qcm	41,6	37,4	36,9	41,1	39,0	30,2	38,3	44,4	40,0
σ_{bd} aus der Rechnung ohne Zugzone "	42,2	41,3	37,7	40,2	37,8	39,8	36,7	47,7	38,2
Last hierbei in kg	2400	3000	3100	3600	3600	1000	1500	4800	6400
Last vor Risseintritt in "	2200	2817	2907	3767	3833	1000	1417	4167	6400

Ähnliche Ergebnisse liefert auch die Balkenreihe Nr. 10—15 (Fig. 1).

Hier stellen sich die Lasten, bei denen noch kein Riß eintrat, aber kurz vor seiner Ausbildung und die sich hieraus ergebenden Zugbiegungsspannungen im Beton auf:

Balken Nr.	10	11	12	13	14	15
Last in kg	4600	5533	5533	5933	8167	7033
σ_{bz} kg/qcm	27,0	27,2	25,2	26,9	21,9	21,3

Da die Bewehrung der Balkenreihe Nr. 10—13 in der Zugzone die gleiche war, unterscheiden sich die Ergebnisse nicht sehr voneinander. Daß die Spannungen bei Nr. 14 und 15 erheblich kleiner ausfallen mußten, war naturgemäß und dadurch bedingt, daß in der 1 m breiten Zugplatte die Zugeisen weniger Einfluß hatten, als wie in dem 20 cm breiten Steg der Vergleichsbalken 10—13.

Das zeigte sich auch darin, daß die ersten Risse hier in dem durch Längseisen nicht gedeckten Gebiete — wie zu erwarten war — entstanden sind.

Wie bei den Balken 1—9 fanden sich auch bei den Nr. 10—15 die Formänderungswinkel, nach den amtlichen Bestimmungen errechnet, größer als die, welche aus den Längenänderungen ermittelt wurden. Der Unterschied wird mit zunehmender Belastung kleiner und verschwindet etwa bei der Rißbildungslast.

Bei der aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Lage der Nulllinie ist der Einfluß der Platte der Balkenform 11—13 bzw. 14 und 15 gegenüber 10, der zu erwartende, indem die Platte im Druckgurt ein Heraufsteigen, im Zuggurt — allerdings nur in den ersten Belastungsstadien — ein Herabgehen der Nulllinie zur Folge hat. Be-

merkenswert ist, daß hierbei die Breite des Druckgurt, namentlich zwischen den Grenzen von 700 und 1000 mm nicht den Einfluß aufweist, den man erwarten sollte. Das sehr interessante Diagramm ist in Fig. 4 mitgeteilt.

Über die Druckbeanspruchungen des Betons nach den Messungen und der Rechnung geben die nachfolgenden Zusammenstellungen Aufschluß. Sie behandeln einmal als Beispiel Balken 13 und 14, alsdann die Verhältnisse aller Balken der Reihe IV u. V (Nr. 10—15), nahe der

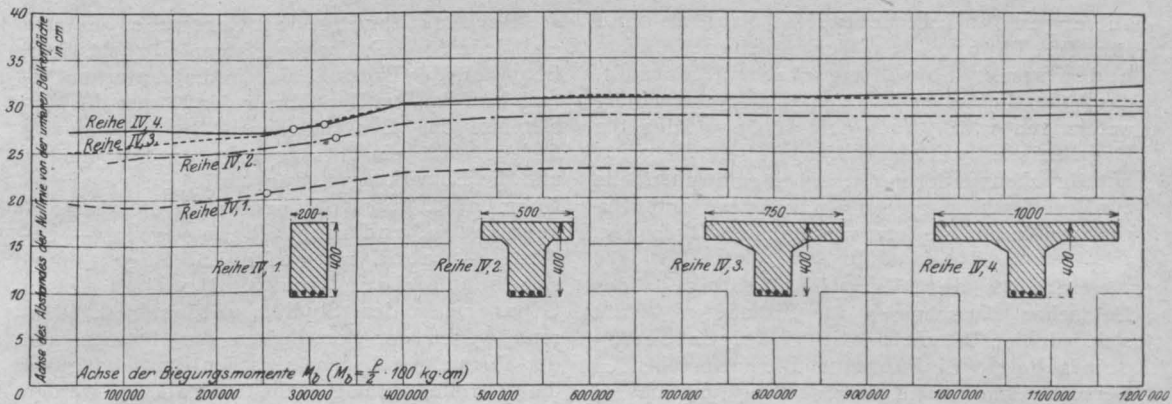


Fig. 4. Lage der Nulllinie bei den Balken der Nr. 10, 11, 12, 13 (Reihe IV).

zulässigen Spannungsgrenze von 40 kg/qcm, so- wonnene. Die Abweichungen sind aber geringer
weit die mitgeteilten Zahlen letzteres ermöglichen. als bei dem Balken Nr. 13.

Platten-Balken nach Art von Nr. 13 (mit oberer Druckplatte von 1,00 m Breite, vgl. Fig. 1).

Belastung in kg	800	1600	2400	3200	4000	5000	6000	8000	10000	12000	15000	18000	21000	24000
σ_{bd} nach Messung	1,8	4,1	6,1	8,8	11,3	14,5	17,8	29,1	37,9	46,7	58,4	71,6	84,0	103,2
σ_{bd} nach Rechnung mit Betonzugzone	1,9	3,8	5,7	7,6	9,5	11,9	14,3	—	—	—	—	—	—	—
σ_{bd} nach Rechnung ohne Betonzugzone	2,2	4,5	6,7	8,9	11,2	14,0	16,8	22,3	27,9	33,5	41,9	50,3	58,6	67,0

Die Rißbildungslast liegt bei diesen Balken unter 6000 kg. Bis zu ihr zeigt sich ein recht befriedigendes Zusammenstimmen der aus den Messungen und der Normalrechnung ohne Betonzugzone abgeleiteten Spannungswerte. Darüber hinaus sind allerdings die berechneten Werte z. T. sehr erheblich kleiner als die aus den Formänderungen ermittelten. Das würde bedeuten, daß von da an die Sicherheit nicht mehr die Größe besitzt, welche die Rechnung voraussetzt.

Bis in die Nähe der Rißlast von > 8167 kg stimmen die aus den Messungen abgeleiteten Spannungen mit den bei Berücksichtigung der Zugzone gefundenen besser überein als bei deren Vernachlässigung, voraussichtlich ein Einfluß des starken Ausbaus der Zugzone bei der vorliegenden Trägerform. Nach Eintritt von Rissen stellt sich die errechnete Spannung zunächst höher, dann geringer als die aus der Formänderung ge-

Die Verhältnisse nahe der Spannung $\sigma_{bd} \cong 40$ kg/qcm kennzeichnet die nachfolgende Zusammenfassung:

Balken Nr.	10	11	12	13	14	15
σ_{bd} aus der Messung kg/qcm	44,2	42,0	43,5	37,9	37,4	41,3
σ_{bd} aus der Rechnung ohne Zugzone kg/qcm	40,2	36,8	34,6	27,9	42,9	56,2
Last hierbei in kg	4800	8000	10000	10000	6000	6000
Last vor Risseintritt in . . kg	4600	5533	5933	5933	8167	7035

Schon diese kurzen Angaben und Zusammenstellungen lassen erkennen, daß Heft 38 ein

Balken nach Art von Nr. 14 (mit unten liegender Zugplatte von 1,00 m Breite, vgl. Fig. 1).

Belastung in kg	800	1600	2400	3200	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	12000	15000
σ_{bd} nach Messung	4,9	10,0	15,0	20,0	25,1	31,2	37,4	43,9	50,7	58,8	69,9	91,9	116,1
σ_{bd} nach Rechnung mit Betonzugzone	4,5	9,1	13,6	18,1	22,6	28,3	35,9	39,6	45,3	50,9	—	—	—
σ_{bd} nach Rechnung ohne Betonzugzone	5,7	11,4	17,1	22,9	28,6	35,7	42,9	50,0	57,1	64,3	71,4	85,7	107,2

außergewöhnlich wertvolles Studien- und für die Theorie des Verbundbaues hochbedeutsames Forschungsmaterial enthält, das hoffentlich einer baldigen Weiterverarbeitung unterzogen wird. Nach Kriegsende werden die Ergebnisse weiterer Versuche, die jetzt unterbrochen werden mußten, in einem zweiten Teile zur Veröffentlichung gelangen, und zwar unter Zurückgreifen auf die jetzt vorliegenden Ergebnisse.

Heft 39 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton befaßt sich mit der Würfelprobe flüssiger Betongemische für Eisenbeton. Die entsprechenden Versuche sind im Kgl. Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde-West ausgeführt, über sie berichtet Geheimrat Prof. Dr. Gary.

Veranlassung zu den Versuchen gab die bei den neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton v. J. 1916 u. a. in Aussicht genommene Ersetzung der eisernen Würfelformen durch solche, bei denen das überflüssige Wasser aus der weichen und flüssigen Betonmasse entfernt wird. Es sei daran erinnert, daß nach den Bestimmungen auch der flüssig angemachte und der Verarbeitung im Bauwerk entsprechend behandelte Beton nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfelfestigkeit von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von wenigstens 180 kg/qcm haben soll; für Säulen sind sogar 180 bzw. 210 kg/qcm verlangt. Hierbei ist die eiserne Form für die Würfelprobe zugrundegelegt, obwohl die Befürchtung bestand, daß der flüssige Beton in undurchlässiger Form sich wesentlich anders ablagern und damit andere Festigkeit erlangen müsse als im Bauwerk, bei dem die Schalung mit ihren offenen Fugen sehr erheblich auf eine Fortleitung des überflüssigen Wassers hinwirkt.

Zum Vergleiche wurden für die Würfelherstellung neben Eisenformen solche aus Holz verschiedener Bauart und nach Vorschlag von Dr. Gary solche aus Gipsplatten herangezogen. Gegen Holzformen spricht das Bedenken, daß sie quellen und sich verziehen und hierdurch eine unregelmäßige Form des Würfels zur Folge haben, und daß ferner die dauernden Formänderungen des Holzes einer mehrfachen Benutzung wenig günstig sind. Mit Recht weist Dr. Gary darauf hin, daß ihnen gegenüber Gipsplatten bei konstanter Wasseraufsaugfähigkeit verbleiben können, wenn man durch Zwischenlegen von Fließpapier zwischen Gipsplatte und flüssiger Betonmasse deren Eindringen in die Poren der Gipsplatte verhindert. Um den Gipsplatten festen Halt zu geben, ist bei dem Versuchswürfel von 20 cm Stärke ein Einbauersterer in die 30 cm Eisenformen, die auf den Baustellen in der Regel vorhanden sind, in Aussicht genommen.

Bei Ausführung der Versuche, die also ein derartiges Prüfungsverfahren für flüssigen Beton auf der Baustelle und im Laboratorium bezwecken, daß bei Herstellung der Körper die Verhältnisse im Bau möglichst Berücksichtigung finden, wurde ein flüssiger Beton 1:4 benutzt und die Einwirkung 1. der üblichen eisernen Formen, 2. von Holzformen und zwar absaugenden, und nicht absaugenden — geölten — aber mit offenen Fugen versehenen und endlich 3. die Gary'schen Gipsformen dem Studium unterzogen. Während wegen der Einzelheiten der Formen und der für sie gegebenen kritischen Beurteilung auf die Veröffentlichung selbst verwiesen werden möge, sei nur auf die Endergebnisse der Versuche eingegangen. Durch sie zeigt sich zunächst, daß die Festigkeit flüssigen Betons durch schnelles Absaugen des Wassers um fast 50 v. H. gegenüber der Festigkeit erhöht werden kann, die der Beton in nicht absaugenden, dicht schließenden Formen erreicht und, daß ferner deshalb die üblichen eisernen Formen für den flüssigen Beton nicht geeignet sind. Bei derartigen undurchlässigen Eisenformen erreicht, wie die Versuche einwandfrei darlegen, der Beton eine wesentlich geringere Festigkeit als er im Bau erlangen wird.

Weiter zeigte sich, daß Holzformen beider Art eine gewisse Unsicherheit in die Versuchsausführung bringen, die besonders groß bei Formen aus geölten Brettern mit breiten Fugen in Seiten und Boden ist. Besser verhalten sich Holzformen aus frischen Brettern und schmalen Fugen. Wenn die hier erzielte Festigkeit von der im Bauwerk auch nicht allzu sehr abweichen dürfte, so haben doch auch jene Formen den Nachteil, daß nach 5 bis 6maligem Gebrauche ihre Absaugefähigkeit erheblich herabgeht.

Hingegen liefern die Gary'schen Gipsformen Körper, deren Festigkeit der des Betons im Bauwerk mit großer Wahrscheinlichkeit nahe kommt. Die einzelnen, die Form bildenden Gipsplatten lassen sich von jeder Seite 4—5mal verwenden, sind billig, leicht zu beschaffen und leicht zu ersetzen. In solchen Formen sind die Erhärtungsfortschritte durchaus regelmäßige, die Festigkeitswerte zuverlässige. Das gibt sich auch darin zu erkennen, daß die Erhärtungsfortschritte in der Gipsform in bestimmtem gleichbleibenden Verhältnisse zu dem der Körper in den eisernen Formen stehen.

Demgemäß dürften die Gary'schen Gipsformen die angestrebte Lösung der Würfelprobe für den Eisenbetonbau in sich schließen und in Zukunft ihre allgemeine Einführung und Verwendung geboten erscheinen.

Die Formen selbst — eingebaut, wie erwähnt, in die 30-cm-Eisen-Formen — bestehen aus einer Grundplatte von 10·30·30 cm, je 2 Seitenplatten

von 5 · 30 · 20 cm und von 5 · 20 · 20 cm. Diese Platten werden im Anschlusse an die äußere Eisenform in einfachster Weise zusammengesetzt, mit Fließpapier abgedeckt und endlich mit einem Holzrand versehen, der mit der eisernen Form durch deren Schrauben verbunden wird. Eine solche Gipsform kostet nach Angaben von Dr. Gary nur 56 Pfennige.

In Heft 39 liegt also ebenfalls eine hochbedeutsame Forschung mit ganz besonders für die Praxis des Verbundbaues wertvollen Ergebnissen vor. — Mögen Behörden und Privatindustrie aus ihr bald die notwendigen Folgerungen ziehen und die Gary'sche Gipsform für die Würfelprobe im Eisenbetonbau allgemein einführen! —

Von neueren Forschungsarbeiten des Eisenbeton-Ausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins liegen 2 neue Hefte vor, Heft 5 u. 6.

In Heft 5 bearbeitet Oberbaurat Dr. v. Emperger Versuche mit eingespannten Balken und zwar mit Krag- und Auslegerbalken aus Eisenbeton und eingemauerten eisernen Trägern. Die Arbeit verfolgt das Ziel Unterlagen für die Vervollkommnung der praktischen Ausführungen zu schaffen, namentlich Richtlinien zu gewinnen für verbesserte Ausführungseinzelheiten.

Die vorliegende Versuchsreihe der Eisenbetonbalken verfolgt die Form der Einspannungsübertragung, herrührend von der Nachbarspannweite und zwar in der einfachsten Form eines Trägers auf zwei Stützen mit zwei Auskragungen und eines einfachen Konsolträgers. Hierbei waren die ersteren Träger in ihrer Mehrzahl von einfachem, überall gleich hohen Rechtecksquerschnitt, in einzelnen Fällen aber auch mit Vouten nahe dem Auflagerpunkte und zwar sowohl nach innen wie nach außen versehen.

Die Ergebnisse der Versuche sind als keine solchen, die wesentlich Neues bringen oder die Erkenntnis des Verbundbaues bedeutsam gefördert haben, anzusprechen. Bei der eingemauerten Konsole zeigte sich z. B. als in konstruktiver Hinsicht günstig die Anordnung einer Verstärkungsschräge nahe der Einspannungsstelle im Unter- (Druck-) Gurte, eine kräftige Verankerung der Zügeisen am Konsolende, die Anordnung von Bügeln zur Erhöhung der Verbundwirkung und Vermehrung der Widerstandsfähigkeit gegen Abscheren. Immerhin wird der Bericht über die Versuche, die als Einleitung einer größeren Untersuchung über kontinuierliche Balken anzusehen sind, für den, welcher letzteren Versuchen näher zu treten beabsichtigt, eine Reihe wertvoller Anhaltspunkte liefern und ihn in der Erkenntnis des

Kräftespieles bei derartigen Tragwerken heimisch machen.

Anschließend an diese Versuche ist die Frage erörtert worden, ob nicht durch eine entsprechend sorgfältige Einmauerung eine teilweise Einspannung auch eines eisernen Trägers erzielt werden kann, und hierdurch das Moment in der Mitte von $\frac{Pl}{8}$ auf $\frac{Pl}{16}$ am Auflager und in der Mitte herabgemindert werden könne.

In dieser Hinsicht schließen sich mithin die Versuche mit den eisernen I-Trägern an Heft 4 des österreichischen Eisenbetonausschusses an; sollen sie doch ergründen, ob und in welcher Höhe die für die in Heft 4 behandelten eingemauerten Verbundbalken gewählten Vorkehrungen eine Wirkung auch bei entsprechenden I-Trägern haben. Die hierdurch bedingten Versuche mit eisernen Balken gehen aus einmal von einer Freiauflage, zum andern von einer Einspannung durch Hebelübersetzung und einer Einmauerung. Bei letzteren Versuchen sind zudem verschieden geartete Mauerwerksarten (also bei der Trägereinmauerung) herangezogen. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit denen der Verbundbalken (Heft 4) läßt erkennen, daß der I-Träger in dem Widerlagermauerwerk entsprechend seinem konzentrierten Eisenquerschnitt wie ein Fremdkörper wirkt und demgemäß gründlicher und vorsichtiger einzubinden ist, wie der Verbundbalken, um eine statische Einheit zwischen Träger und Widerlager zu sichern. Beim eingemauerten I-Träger bedarf es besonderer Vorkehrungen für seine Auflagerung — oben und unten — und eines statischen Nachweises der in den Lagerflächen auftretenden Spannungen, sowie einer tatsächlichen Übertragung der Auflast auf das schmale Trägerende zur Sicherstellung der Einspannung. Alsdann wird man auch mit einem Einspannungsmoment von $\frac{Pl}{12}$ rechnen können. Als durchaus gerechtfertigt kann aber die Forderung gelten, auch bei normaler, einfacher Einmauerung i. d. R. eine Freilagerung der I-Träger zu rechnen, da die I-Träger sich nachträglich durch Zerdrückung der Mörtelschichten, den nötigen Spielraum verschaffen können.

Heft 6 des österreichischen Eisenbetonausschusses behandelt die schon vielfach besprochene Betonprüfung, vermittle der s. Z. von v. Emperger in Vorschlag gebrachten Kontrollbalken, „Probekbalken“ genannt und zwar in einer außerordentlich umfassenden Weise, wenn auch die Ergebnisse z. T. an das zu den Versuchen verwendete Material österreichischen Ursprungs gebunden sind.

Anschließend an Vorversuche, welche die

geeignetste Bauart der Kontrollbalken feststellen sollten, gelangten Hauptversuche zur Durchführung, die in erster Linie dem Einflusse nachzugehen hatten, den verschiedene Witterungsverhältnisse auf die Betonfestigkeit ausüben. Dieser Fragestellung angepaßt, wurde eine Gruppe der Balken in der warmen Jahreszeit (Sommerversuche), eine andere am Ende des Herbstes und im Anfang des Winters (Winterversuche) hergestellt. Zudem dienten eine Anzahl von Balken zur Klärung der Frage, inwieweit durch Verankerung der Zug-eisen einerseits, durch die Lastanordnung andererseits die Biegedruckfestigkeit und damit ihr Verhältnis zur Würfelfestigkeit beeinflusst, und endlich inwieweit die Erhärtungsfähigkeit des Betons durch die Frosteinwirkung behindert wird.

Zu den Versuchen wurde Portland-Zement und zwar einmal mit Donaukies (Wintermaterial), zum andern mit Grubenkies aus der Brünner Gegend, endlich mit Salzburger Dolomitenkies und zwar in verschiedenem Verhältnis — 420 bzw. 320 bzw. 250 kg Zement auf 1 cbm fertiges Gemenge von Kies und Sandmaterial — verwendet. Je nach der Zementmenge wurden 9,2 bzw. 8,7 bzw. 8,0 v. H. nach Gewichtsteilen an Wasser zugesetzt.

Untersucht wurden auf Grund der Vorversuche zwei Balkenarten, die eine von 7×8 cm Querschnitt, 4,04 v. H. Bewehrung und 2,0 m Stützlänge, die andere von 13×7 cm, 5,83 v. H. Eiseneinlagen und 2,40 m Stützweite.

Die Sommerversuche lieferten das Ergebnis, daß — wie das auch die Untersuchungen des deutschen Ausschusses (Heft 19) bereits gezeigt haben — die Kontrollbalken unter Anwendung verhältnismäßig einfacher Mittel und geringer Belastungen auf die Güte des Baubetons einen ziemlich sicheren Rückschluß gestatten. Fast alle auf einen Vergleich der Zuschlagstoffe abzielenden Auswertungen der Versuchsergebnisse zeigen bei den Probek balken eine größere Gesetzmäßigkeit als bei den baulich hergestellten Würfeln; erstere haben sich letzteren gegenüber in dieser Hinsicht also als überlegen kundgegeben. Die Witterungsverhältnisse scheinen innerhalb der wärmeren Jahreszeit die Erhärtungsfähigkeit des Betons nicht in nennenswerter Weise zu beeinflussen¹⁾. Einen Einfluß auf die Biegedruckfestigkeit übt die Form der Balkenquerschnitte aus; hier ergaben die schmalen Balken (von 7 cm Breite), die zudem auch schwächer bewehrt waren, einen verhältnismäßig größeren Rechnungswert für die Betonbiegedruckfestigkeit als die breiteren und mit mehr Eisen ausgestatteten Balken — ein ähnlicher Vorgang, wie er in der verschieden großen Druck-

festigkeit kleinerer und größerer Würfel sich zu erkennen gibt.

Das Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit $\left(\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_d}\right)$ ist im allgemeinen um so kleiner ermittelt worden, je älter und je fetter gemischt der Beton war. Die Art der Zuschlagstoffe scheint hierauf keinen erheblichen Einfluß auszuüben. Es zeigte sich aber bei den Versuchen — auch schon bei den Vorversuchen —, daß hier das Verhältnis weit kleiner war, als es — namentlich auf Grund der deutschen Versuche — in der Regel angenommen wird, und zwar bei magerstem Beton immer noch unter 1,45 kg, zumeist aber zwischen 1,3 und 1,1.

Hinsichtlich der Gleichförmigkeit haben sich die Würfelproben den Balkenproben nicht überlegen gezeigt. Den größten Abweichungen, bei letzteren gegenüber dem Mittelwert von + 19,2 und — 16,8 v. H. stehen bei den Würfelproben die Werte + 13,1 und — 18,2 v. H. gegenüber.

In der Regel ist die Zerstörung der Balken durch Zerdrückung des Betons in der Druckzone bewirkt worden, namentlich bei den breiteren und stärker bewehrten Balken, denen in dieser Hinsicht ein Vorzug einzuräumen ist.

Die Winterversuche haben im allgemeinen zu gleichen Ergebnissen geführt, wie die Sommerversuche. Jedoch haben hier die Schlüsse aus der Wirkungsweise der Zuschlagstoffe bei den Würfelproben sich als folgerichtiger gezeigt als bei den Kontrollbalken, da die für die Beurteilung dieser Fragen wichtigen Verhältnisse bei den Würfeln mit größerer Regelmäßigkeit auftreten. Auch bei diesen Versuchen hat sich das Verhältnis $\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_d}$ (mit wenigen Ausnahmen) als zwischen den Grenzen 1,2 — 1,5 liegend ergeben. Wenn auch die Winterversuche nicht in so deutlicher Weise ein Anwachsen dieses Wertes mit der Minderwertigkeit der Betonart erkennen lassen, so ist doch immerhin aus ihnen eine derartige Neigung zu erkennen.

Eine hochwertvolle Arbeit über den Erhärtungsverlauf von Zement und Zementmörtel veröffentlicht Professor H. Burchartz in Heft 2/3 1917 der Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West. Die Versuche sollen Aufschluß geben über den Verlauf der Erhärtung d. h. die Festigkeitsveränderung des Zementes mit fortschreitendem Alter und während einer möglichst langen Zeitdauer. Sie begannen im Jahre 1906 und erstreckten sich auf 10 Jahre. Wegen der Wichtigkeit der Lufterhärtung für den Verbundbau wurden die Versuche außer auf Proben unter Wasser auch auf solche, an

¹⁾ Hierbei sei aber darauf verwiesen, daß die Versuchskörper wenige Tage nach ihrer Herstellung bis zur Prüfung unter feuchtem Sande lagerten, in dieser Zeit also den ärgsten Witterungsverhältnissen entzogen waren.

der Luft erhärtend, ausgedehnt. Neben erdfeuchten Gemischen wurden auch solche mit einem höheren Wassergehalt (von gegenüber dem normalen Wasserzusatz um 1,5 v. H. bei reinem Zement, von 1,0 v. H. beim Mörtel gesteigerter Wassermenge) untersucht und zwar um den namentlich bei Zementen mit hoher Anfangsfestigkeit auftretenden Erscheinungen nachzugehen, daß bei Wasserlagerung in der Zeit von 7—28 Tagen ein Stillstand, manchmal sogar ein Rückgang der Zugfestigkeit eintritt.

Geprüft wurden 5 Zemente, einmal nach den Normen, dann auf Zug- und Druckfestigkeit und zwar reine Zemente und solche 1:3 (mit Normensand). Die Proben unter Wasser erhärteten den ersten Tag an der Luft, die an der Luft wurden vom zweiten bis siebenten Tage an feucht gehalten. Proben fanden statt nach 7 und 28 Tagen, nach 6 Monaten, nach 1, 2, 5 und 10 Jahren. Von den wertvollen Versuchsergebnissen sei das Nachfolgende als besonders bemerkenswert mitgeteilt:

I. Raumgewicht.

Die Zugkörper haben, bedingt durch ihre dichtere Herstellung, größeres Raumgewicht als die Druckkörper. Dasselbe gilt von reinem Zement gegenüber Mörtel und geringem Wassergehalt gegenüber höherem. Bei unter Wasser liegenden Proben nimmt das Raumgewicht bis zu 10 Jahren gesetzmäßig zu, Luftproben nehmen anfänglich bis zu 1 Jahr Alter an Gewicht ab, lassen dann aber eine fortschreitende regelmäßige Zunahme erkennen.

II. Zugfestigkeit.

1. Reiner Zement.

a) Wasserlagerung. Die Zugfestigkeit schreitet bis zu 6 Monaten langsam fort, nimmt bis zu 1 Jahr ab, bis zu 2 Jahren wieder zu und dann bis zu 10 Jahren um ein geringes ab. Hierbei zeigen die Proben mit normalem und höherem Wasserzusatz gleiches Verhalten.

b) Luftlagerung. Die Festigkeit nimmt bei verhältnismäßig geringer, wesentlich niedriger als wie bei den Wasserproben liegender Festigkeit bis zu 28 Tagen sehr stark zu, dann bis zu 1 Jahr sehr stark ab, um hierauf wieder dauernd lebhaft zu steigen.

Die Luftproben erreichen bei 7 Tagen wesentlich geringere, bei 28 Tagen etwas höhere, dann wieder bis zu 2 Jahren geringere und später bis 10 Jahren wieder höhere Festigkeit als die Wasserproben.

2. Mörtel 1:3.

a) Wasserlagerung. Die Zugfestigkeit nimmt bis zu 6 Monaten regelmäßig, von da an in nur geringem Maße stetig zu.

b) Luftlagerung. Die Zugfestigkeit nimmt bis zu 2 Jahren stetig sehr stark, bis zu 5 Jahren nur gering, von da an nicht mehr zu.

Die Luftproben ergeben wesentlich höhere Zugfestigkeit als die Wasserproben. Der Unter-

schied ist anfangs gering, wird aber mit dem Alter stetig größer.

III. Druckfestigkeit.

1. Reiner Zement.

a) Wasserlagerung. Die Druckfestigkeit nimmt bis zu 1 Jahr stetig sehr stark, bis zu 5 Jahren weniger stark zu, dann tritt Stillstand ein.

b) Luftlagerung. Die Proben nehmen bis zu 28 Tagen stark, bis zu 6 Monaten schwach an Festigkeit zu; diese nimmt bis zu 1 Jahr etwas ab und steigt alsdann, wenn auch nicht erheblich, bis zu 10 Jahren.

Nur bis zu 28 Tagen liefern die Luftproben höhere Festigkeiten als die Wasserproben; von da an ist die Festigkeit der letzteren erheblich größer.

2. Mörtel 1:3.

a) Wasserlagerung. Es zeigt sich eine lebhafteste Festigkeitsvermehrung bis zu 6 Monaten, dann tritt eine nur schwache Vergrößerung bis zu 1 Jahr und Stillstand bis zu 2 Jahren ein; von da an steigt die Festigkeit bis zu 5 Jahren, steht dann aber wie bei reinem Zement still.

b) Luftlagerung. Zunahme an Druckfestigkeit bis 28 Tagen normal aber höher als wie bei den Wasserproben, bis zu 6 Monaten schwach, bis zu 2 Jahren nur wenig. Von da an schreitet aber die Festigkeitszunahme dauernd und lebhaft bis zu 10 Jahren fort.

Während die Luftproben bis zu 28 Tagen höhere, bis zu 2 Jahren aber geringere Druckfestigkeiten aufweisen wie die Wasserproben, übertreffen sie von dieser Zeit an letztere. Auch ist wahrscheinlich, daß ihre Festigkeitsvermehrung mit 10 Jahren noch nicht zum Abschlusse gelangt ist.

Das Verhalten der reinen Zementkörper und der Mörtel sowohl unter Wasser als auch an der Luft zeigte somit im Hinblick auf ihre Druckfestigkeit eine im allgemeinen übereinstimmende Gesetzmäßigkeit, die bei den Zugproben nicht vorlag.

Während die Druckfestigkeit des Zementes und des Mörtels bei Wasserlagerung im allgemeinen — abgesehen von zeitweisem Stillstand beim Mörtel — bis zu 5 Jahren stetig zunimmt, dann aber stillsteht, bei Luftlagerung von 6 Monaten Alter an, Rückgang bzw. Stillstand, dann aber von 1—2 Jahren an wieder eine stetige lebhafteste Zunahme zeigt, erleiden die Zugproben aus reinem Zement von 28 Tagen an einen sehr starken Festigkeitsabfall, während sie aus Mörtel bis zu 5 Jahren stetig zunehmen.

IV. Der Einfluß des Alters auf die Festigkeit.

1. Zugfestigkeit. Ausgehend von der Festigkeit bei 7 Tagen als Grundlage nimmt die Zugfestigkeit des reinen Zementes bei Wasserlagerung bis zu 5 Jahren um 25% zu, bei Luftlagerung bis zu 10 Jahren um 70%. Bei den

Mörtelproben stellen sich die entsprechenden Mittelwerte auf 116 bzw. 165% bei den Wasser- bzw. den Luftproben.

2. Druckfestigkeit. Bis zu 5 Jahren beträgt die bis dahin regelmäßige Festigkeits-Zunahme des Zementes bei Wasserlagerung 135% der 7-Tage-Festigkeit, bei Luftlagerung, je nach dem geringeren oder höheren Wasserzusatz 74 bzw. 80%.

Beim Mörtel stellen sich bei Wasserlagerung die Zahlen bis zu 1 Jahr auf 110 bzw. 120, bis zu 10 Jahren auf 141 bzw. 164%, an der Luft bis zu 5 Jahren auf 114 bzw. 133, bis zu 10 Jahren auf 150 bzw. 162%. Hierbei gelten die ersten Zahlen für den normalen, die zweiten für einen erhöhten Wassergehalt. Es hat mithin sowohl bei den Wasser-, als auch bei den Luftproben die Erhöhung des Wasserzusatzes einen nicht unerheblich verbessernden Einfluß — allerdings, wie unter VI betont wird, nur relativer Art — ausgeübt.

V. Einfluß der Art der Lagerung auf die Festigkeit.

Im allgemeinen bewirkt die Wasserlagerung, abgesehen von der Zementzugprobe, eine gleichmäßiger fortschreitende Vermehrung der Festigkeit, während bei Luftlagerung ein mehr sprunghafter Festigkeitsverlauf sich ausbildet. In der Regel wirkt die Luftlagerung günstig auf die Anfangserhärtung, sowie vor allem im späteren Alter auf die Nacherhärtung ein, während ihr in den mittleren Altersstufen ein zeitweiser Stillstand, manchmal auch ein Rückgang der Festigkeit anhaftet.

VI. Der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit.

Innerhalb der im vorliegenden Falle gering bemessenen Grenzen übt der vergrößerte Wasserzusatz keinen sehr erheblichen Einfluß aus. Wie zu erwarten stand, wird die absolute Endfestigkeit durch die Erhöhung an Wasser etwas herabgesetzt und war die des Zementes etwas mehr als die des Mörtels. Nach 1—2 Jahren bleibt der Festigkeitsunterschied fast konstant.

Wenn auch bei den Druckproben der höhere Wasserzusatz die Festigkeitsentwicklung zunächst bis zu etwa 5 Jahren günstig beeinflusst, so hört dieser Einfluß später auf. Bei keiner Probe hat sich gezeigt, daß die Festigkeit der mit mehr Wasser angemachten Proben die der mit normalem Wasserzusatz hergestellten im Laufe der Zeit erreicht oder überschreitet. Es steht dies Ergebnis mithin mit der vielfach vertretenen Ansicht in Widerspruch, daß die Festigkeitsschwächung durch höheren Wasserzusatz sich im Laufe der Zeit ausgleiche.

Dieser Prüfungsbefund wird auch, wie Professor Burkhartz anschließend heraushebt, bestätigt durch Druckversuche mit Beton,

veranstaltet im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton am Lichterfelder Material-Prüfungsamt, bei denen 2 Zementarten und je 2 Betone 1:2,5:5 und 1:5:8 mit verschiedenen Wasserzusätzen — erdfeucht (7—5,5%) und weich (8,5—6,8%) — untersucht wurden. Die Versuche wurden bis zu 8 Jahren durchgeführt und zeigten bei beiden Zement-Betonen recht erheblich geringere Festigkeiten der weichen Mischungen. Also auch hier zeigte sich kein Ausgleich der mit verschiedenen Wasserzusätzen angemachten Mischungen mit fortschreitendem Alter.

VII. Ein Rückgang der Zugfestigkeit zwischen 7 und 28 Tagen hat sich nur bei einem der untersuchten Zemente gezeigt, der sich sonst in seiner Festigkeitsentwicklung als ganz normal arbeitend erwies. Wenn auch keine allgemeinen Schlüsse aus letzterer Tatsache abgeleitet werden können, so kann doch immerhin angenommen werden, daß Zemente, die sich wie der hier verwendete verhalten, nicht nach der Verarbeitung eine schlechte Bewährung im Gefolge zu haben brauchen.

Schon die obigen kurzen Mitteilungen dürften ausreichen, zu erweisen, daß die Burkhartzsche Arbeit für die Praxis des Verbund- und Betonbaus von hervorragender Bedeutung ist.

Schließlich seien noch die Ergebnisse von Untersuchungen über den Rostschutz des Eisens in bis zu 15 Jahren alten Verbundbauten aller Art erwähnt, die in Rotterdam durch den Ingenieur J. A. Bakker bewirkt wurden und in „de Ingenieur“ Nr. 9, 1918 ausführlich und mit Abb. zur Mitteilung gelangen. Auch hier zeigt sich, gleich wie im Kattowitzer Bezirk und bei den württembergischen Brückenuntersuchungen, daß das Eisen im bewehrten Beton der Rostgefahr nicht ausgesetzt ist, wenn bei der Ausführung die erforderliche Sorgfalt geübt, ein spröder Beton vermieden und eine ausreichende Überdeckung der Eisen mit Beton bewirkt wird. An Stellen, an denen eine Gefahr für das Rosten der Eisen durch die Besonderheit der Örtlichkeit oder die Bewehrung des Bauwerkes gegeben ist, ist von Eisen, die zur Sicherung des richtigen Abstandes der Eiseneinlagen von der Schalung dienen, abgesehen und für erstere die an und für sich bekannte und schon oft beliebte Verwendung von kleinen Betonstäben zu bevorzugen. Alsdann kann sich der Rost nicht mittels der Abstandseisen der Haupteinlage mitteilen. In der Regel hat sich auch hier bei Bauten im Freien eine Überdeckung der Eisen mit 20—25 mm Beton für den Rostschutz — guter, dichter Beton allerdings vorausgesetzt — selbst unter schwierigen Verhältnissen, als durchaus ausreichend erwiesen.

BESTIMMUNG DER DOPPELARMIERUNG BEI GEBOGENEN KONSTRUKTIONSTEILEN IM ARMIERTEN BETON.

Von Dr. Leon Wiersbicki, Wien.

Soll die Armierung eines rechteckigen Querschnittes von gegebener Höhe (H, bzw. h) und Breite (B) bestimmt werden, wenn ein gegebenes Biegungs-Moment (M) vorliegt und die zulässigen Spannungen für Druck im Beton (σ_b) und für Zug im Eisen (σ_e) angenommen wurden, so rechnet man am kürzesten in folgender Weise (s. Fig. 1).

Gleichungen, betr. Ebenbleiben des Querschnittes:

$$a) \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{(h-x)}$$

$$b) \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_o} = \frac{x}{(x-a)}$$

Gleichung, betr. Normalspannungen:

$$c) \frac{x \cdot B \cdot \sigma_b}{2} + f_o \cdot \sigma_o = f_u \cdot \sigma_e$$

Gleichung für Momente, (bezogen auf die Resultante des Betondrucks):

$$d) M = \sigma_o \cdot f_o \cdot \left(\frac{x}{3} - a \right) + f_u \sigma_e \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right).$$

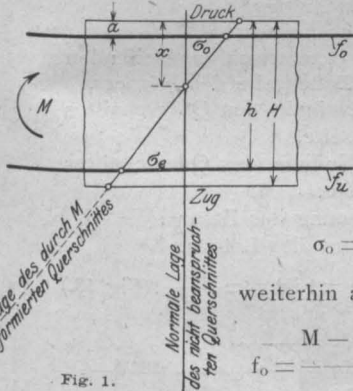


Fig. 1.

Aus diesen bekannten Grundgleichungen erhält man:

zuerst direkt aus a):

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b \cdot h}{(n \cdot \sigma_b + \sigma_e)}$$

dann direkt aus b):

$$\sigma_o = \frac{n \cdot \sigma_b \cdot (x-a)}{x}$$

weiterhin aus c) und d):

$$M = \frac{B \cdot (3h - x) \cdot \sigma_b \cdot x}{6} - \frac{f_o \cdot (h-a)}{\sigma_o \cdot (h-a)}$$

und schließlich aus c):

$$f_u = \frac{\frac{B \cdot \sigma_b \cdot x}{2 \cdot \sigma_o} + f_o}{\frac{\sigma_e}{\sigma_o}}$$

Z. B. gegebener Querschnitt:

$$M = 5 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$a = 4 \text{ cm}$$

$$B = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

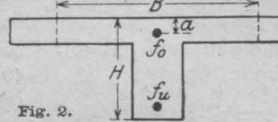


Fig. 2.

$$x = \frac{600 \cdot 40}{1600} = 15 \text{ cm};$$

$$\sigma_o = \frac{600 \cdot 11}{15} = 440 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_o = \frac{5 \cdot 10^5 - \frac{20 \cdot 105 \cdot 40 \cdot 15}{6}}{440 \cdot 36} = 18,3 \text{ cm}^2;$$

$$f_u = \frac{\frac{20 \cdot 40 \cdot 15}{2 \cdot 440} + 18,3}{\frac{1000}{440}} = 14,1 \text{ cm}^2$$

Analog, bzw. graphisch rechnend, erledigt man auf diese einfache Weise auch nichtrechteckige Querschnitte.

Ist im Zähler des Ausdrucks für f_o das M kleiner, als das negative Glied, so ist es ein Zeichen, daß keine Druckarmierung nötig ist.

Ist schließlich der Querschnitt zweierlei Momenten ausgesetzt, so bestimmt man zuerst die Armierung für das größere Moment und prüft nur dann, ob das so bestimmte Druckeisen für das kleinere Moment als Zugeisen genügt, worauf man nötigenfalls dasselbe entsprechend verstärkt.

ÜBER DEN SICHERHEITSGRAD VON BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE AUF ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Unter Zugrundelegung der Versuche von C. BACH und O. GRAF.

(Forschungsarbeiten Heft 166—169.)

Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde.

(Fortsetzung von S. 116.)

2. Ermittlung der Randspannungen und Eisen-spannungen.

Aus Gleichung

$$P = \frac{E_{o1}}{q} \cdot S_n = \frac{E_o \cdot \epsilon_1}{y_1} \cdot S_n \dots \dots (1)$$

wird

$$E_o \cdot \epsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{S_n} \dots \dots (4a)$$

und

$$E_o \cdot \epsilon_2 = \frac{P \cdot y_2}{S_n} \dots \dots (4b)$$

gefunden.

Die Betonrandspannungen ergeben sich dann aus den Spannungsgleichungen;

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_o \cdot \epsilon_1 (1 - a \cdot \epsilon_1) \\ \sigma_2 &= E_o \cdot \epsilon_2 (1 - b \cdot \epsilon_2) \end{aligned} \right\} \dots \dots (4)$$

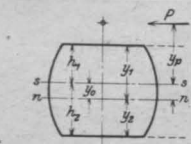
Die Eisenspannungen sind gleich:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ed} &= E_e \cdot \alpha \cdot \epsilon_1 \frac{y_1 - a_1}{y_1} \\ \sigma_{ez} &= E_e \cdot \alpha \cdot \epsilon_2 \frac{y_2 - a_2}{y_2} \end{aligned} \right\} \dots \dots (5)$$

und

a bedeutet das Maß nach Seite 22, um welches die federnde Dehnung ε größer wird, um die gesamte Dehnung des Eisens zu berücksichtigen.

Die für die Berechnung der Nulllinienlage, der Betonrandspannungen und der Eisenspannungen aufgestellten Gleichungen haben allgemeine Gültigkeit; auch treffen sie unter Zugrundelegung des Hookschen Gesetzes beim exzentrischen Kraftangriff sowie für jeden Sonderfall zu; es ändern sich dann jeweils die Ausdrücke für die auf die Spannungsnulllinie bezogenen Trägheits- und statischen Momente:



1. Das Hooksche Spannungsgesetz gilt:

a) Nulllinienlage nach Gl. (3):
(Siehe Fig. 12.)

$$y_1 \pm e = \frac{J_n}{S_n};$$

$$y_0 + y_p = \frac{J_0 + F \cdot y_0^2}{F \cdot y_0},$$

$$y_0 = \frac{J_0}{F \cdot y_p}.$$

b) Randspannungen nach Gleichung (4a):

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{S_n};$$

$$\sigma_1 = \frac{P \cdot y_1}{F \cdot y_0} = \frac{P \cdot y_0 + h_1}{F \cdot y_0},$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot h_1 \cdot y_p}{F \cdot y_0 \cdot y_p} = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot h_1 \cdot y_p}{J_0},$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}.$$

2. Bei reiner Biegung wird aus Gleichung (1):

$$P = \frac{E_0}{q} \cdot S_n = 0 \text{ oder } S_n = 0$$

die Nulllinienlage hergeleitet; aus Gleichung (3):

$$M = \frac{E_0}{q} \cdot J_n \text{ bzw. } E_0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{M \cdot y_1}{J_n}$$

werden die Beton- und Eisenspannungen wie vorstehend gefunden.

IV. Über den Sicherheitsgrad unbewehrter Betonkörper bei exzentrischem Kraftangriff.

Unter dem Sicherheitsgrad einer in irgendeinem Baustoff ausgeführten Baukonstruktion ist das Maß zu verstehen, um welches die in ungünstigster Form wirkende Belastung vervielfältigt werden muß, um den Einsturz hervorzurufen. Da im allgemeinen das Hooksche Spannungsgesetz der Statik solcher Baukonstruktionen zugrunde gelegt werden wird, so stellt das Verhältnis der Festigkeit des Baustoffes zur zulässigen Spannung die Sicherheit gegen Bruch dar. Folgt jedoch der Baustoff, wie im vorliegenden Fall der

Beton, dem linearen Spannungsgesetz nicht, so ist von der Höchstbelastung ausgehend auf die zulässige Belastung zu schließen und für diese sind die auftretenden größten Spannungen in den ungünstigsten Belastungsfällen aufzusuchen.

Für die Beurteilung des Sicherheitsgrades unbewehrter Betonkörper, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, stehen die Versuchsergebnisse der Zusammenstellung 24–28 zur Verfügung. Die Exzentrizität des Kraftangriffes betrug $e = 0,100, 150$ und 200 mm; die Belastung wurde immer wieder von 4000 bzw. 2000 kg beginnend, allmählich bis zur Rißbildungs- und Höchstbelastung gesteigert und die gesamten und federnden Dehnungen bei $1,00$ m Meßstrecke festgestellt. Die Betonkörper hatten im Mittel 250 cm Länge und quadratischen Querschnitt von 40×40 cm. Querkkräfte treten infolge der gewählten Belastungsweise nicht auf.

1. Analytische Ermittlung der Lage der Spannungsnulllinie und der Betonspannungen:

a) mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

h = Höhe des Querschnittes,

B = Breite des Querschnittes,

$\pm e$ = Abstand der exzentrisch angreifenden Kraft von der Druckseite des Körpers,

y_1 = Abstand der Nulllinie des Querschnittes von der Druckseite,

y_2 = Abstand der Nulllinie des Querschnittes von der Zugseite,

σ_1 = Druckrandspannung des Betons,

σ_2 = Zugrandspannung des Betons.

$$i = \frac{y_2}{y_1}; \quad \text{für } h = 1 \text{ ist } y_1 = \frac{1}{1+i}. \quad (\text{Fig. 13.})$$

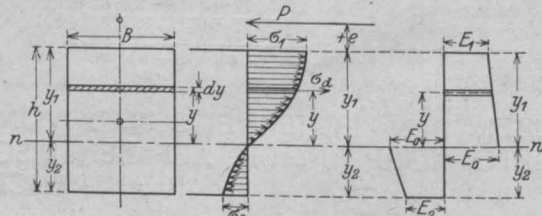


Fig. 13.

Die Lage der Spannungsnulllinie nach Gl. (3) ist:

$$y_1 + e = \frac{J_n}{S_n}.$$

Das auf die Spannungsnulllinie bezogene Trägheitsmoment:

$$J_n = \int_0^{y_1} B \cdot dy \cdot y^2 \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) + \int_0^{y_2} B \cdot dy \cdot y^2 \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right)$$

$$J_n = B \cdot \left\{ \frac{1}{3} (y_1^3 + y_2^3) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{4} \cdot \left(y_1^3 + \frac{b \cdot y_2^4}{a \cdot y_1} \right) \right\}.$$

$$J_n = B \cdot v_1^3 \left\{ \frac{1}{3} (1 + i^3) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{4} \left(1 + \frac{b}{a} \cdot i^4 \right) \right\} \dots (1)$$

und das statische Moment:

$$S_n = \int_0^{y_1} B \cdot dy \cdot y \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) - \int_0^{y_2} B \cdot dy \cdot y^2 \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right)$$

$$S_n = B \cdot \left\{ \frac{1}{2} (y_1^2 - y_2^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(y_1^2 - \frac{b}{a} \cdot \frac{y_2^3}{y_1} \right) \right\}$$

$$S_n = B \cdot y_1^2 \left\{ \frac{1}{2} (1 - i^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} \cdot i^3 \right) \right\} \dots (2)$$

$$y_1 \pm e = \frac{J_n}{S_n} = \frac{y_1 \left\{ \frac{1}{3} (1 + i^3) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} \left(1 + \frac{b}{a} \cdot i^4 \right) \right\}}{\frac{1}{2} (1 - i^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} \cdot i^3 \right)} \dots (3)$$

$$1 \pm e (1 + i) = \frac{\frac{1}{3} (1 + i^3) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} \left(1 + \frac{b}{a} \cdot i^4 \right)}{\frac{1}{2} (1 - i^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} \cdot i^3 \right)} \dots (3a)$$

Wird e durch $\frac{e}{h=1}$ ausgedrückt, dann läßt sich i als alleinige Unbekannte in einer Gleichung vierten Grades berechnen. Selbstverständlich ist die Randdehnung an der Druckseite schätzungsweise bzw. den Versuchsergebnissen entsprechend anzunehmen. Der Einfluß von ϵ_1 auf die Lage der Spannungsnullinie ist sekundärer Art, da letztere in erster Linie unter Zugrundelegung des linearen Spannungsgesetzes durch die Exzentrizität des Kraftangriffes bedingt wird.

Unter Berücksichtigung des Hookschen Spannungsgesetzes wird nach Gl. (3a)

$$1 \pm e \cdot (1 + i) = \frac{\frac{1}{3} (1 + i^3)}{\frac{1}{2} (1 - i^2)}$$

daraus

$$i_1 = \frac{1 \pm 3e}{2 \pm 3e} \dots (4)$$

Ist durch i_1 die Lage der Spannungsnullinie unter Beobachtung des linearen Spannungsgesetzes bestimmt, dann erfährt diese durch die Einführung des parabolischen Spannungsgesetzes eine Verschiebung $+ \Delta i$, die, wie sich durch Vergleichsrechnung und an der Hand der Versuchsergebnisse zeigen läßt, sehr klein im Verhältnis zu i ist, so daß ohne irgend welchen besonderen nennenswerten Einfluß auf die genügend genaue Durchführung der Berechnung, die mit Δi^2 , Δi^3 und Δi^4 behafteten Größen vernachlässigt werden können. (Anwendung des „Binomischen Satzes“).

Aus der Gleichung:

$$1 \pm e (1 + i_1 + \Delta i) = \frac{\frac{1}{3} (1 + (i_1 + \Delta i)^3) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} \left(1 + \frac{b}{a} (i_1 + \Delta i)^4 \right)}{\frac{1}{2} (1 - (i_1 + \Delta i)^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} (i_1 + \Delta i)^3 \right)}$$

folgt der Wert für

$$\Delta i_1 = \frac{\frac{\epsilon_1 \cdot a}{3} \left(1 - \frac{b}{a} i_1^3 \right) (1 \pm e (1 + i_1)) - \frac{\epsilon_1 \cdot a}{4} \left(1 + \frac{b}{a} i_1^4 \right)}{\pm e \left\{ \frac{1}{2} (1 - i_1^2) - \frac{\epsilon_1 \cdot a}{3} \left(1 - \frac{b}{a} i_1^3 \right) \right\} - i_1 (1 \pm e) (1 + i_1) (1 - i_1 b \cdot \epsilon)} \dots (5)$$

Lage der Spannungsnullinie:

$$i = i_1 + \Delta i_1 \dots (6)$$

Aus der Gl. (1) und (2) Seite 36 ergibt sich

$$E_0 \cdot \epsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{S_n} \text{ bzw. } = \frac{P \cdot y_1 (y_1 + e)}{J_n}$$

$$E_0 \cdot \epsilon_1 = \frac{P}{B \cdot y_1 \left\{ \frac{1}{2} (1 - i^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} i^3 \right) \right\}} \dots (7)$$

woraus ϵ_1 zu ermitteln ist.

$$\epsilon_2 = \epsilon_1 \cdot i.$$

Besteht die Gültigkeit des Hookschen Gesetzes, dann ist für

$$i = \frac{1 \pm 3e}{2 \pm 3e}$$

in obiger Gleichung

$$E_0 \cdot \epsilon_1 = \sigma_1 = \frac{P}{B \cdot \frac{1}{1+i} \cdot \frac{1}{2} (1 - i^2)}$$

eingesetzt

$$\sigma_1 = \frac{P}{B \cdot h (=1)} + \frac{P \left(\frac{1}{2} h (=1) \pm e \right)}{\frac{b \cdot h^2 (=1)}{6}}$$

oder in allgemeiner Form

$$\sigma_1 = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$$

Die Betonrandspannungen berechnen sich aus dem Spannungsgesetz:

$$\sigma_1 = 311\,000 \epsilon_1 (1 - 450 \cdot \epsilon_1) \quad \sigma_2 = 311\,000 \epsilon_2 (1 - 3130 \cdot \epsilon_2) \dots (8)$$

b) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen:

Nach Gl. (3)

$$y_1 \pm e = \frac{y_1 \left(\frac{1}{3} - \frac{\epsilon_1 \cdot a}{4} \right)}{\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_1 \cdot a}{3}}$$

$$y_1 = \pm e \frac{(6 - 4 \epsilon_1 \cdot a)}{2 - \epsilon_1 \cdot a} \dots (9)$$

$$i = - \frac{2 - \epsilon_1 \cdot a}{\pm e (6 - 4 \epsilon_1 \cdot a)} - 1 \dots (9a)$$

Treten an der Zugseite bei exzentrischer Belastung der Betonkörper Risse auf, sollen also die Betonzugspannungen nicht berücksichtigt werden, dann wird die Lage der Spannungsnullinie durch die einfache Gl. (9) vom ersten Grad bestimmt.

Für den Belastungsfall $e = 0$, ist auch $y_1 = 0$; d. h. sobald P die Höhe der Reißbildungslast erreicht und das Aufklaffen an der Zugseite beginnt, wird durch das auftretende Umsturmmoment der Bruch bewirkt; die Druckfestigkeit kommt also an der Druckseite des Betonkörpers nicht zum Ausdruck. Das gleiche gilt für $e > 0$. (Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.***I. Der Baustoff.**

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Ergebnisse der mech.-techn. Prüfungen von Portland-Zementen in den Jahren 1915 und 1916. Die in einem Erg.-Hefte des k. k. Techn. Versuchsamtes in Wien mitgeteilten neuen Untersuchungsergebnisse werden mit den Ergebnissen der in Karlshorst und Groß-Lichterfelde angestellten Versuche verglichen, so gut das der Natur der Versuche nach möglich ist. Tonindustrie-Zeitung 1918 Nr. 63.

Neue Mörtelstoffe. In Nr. 51 und 54 der Tonindustrie-Ztg. 1918 behandelt Dr. Bernhard Kosmann die von Dr. Hans Kühl kürzlich ebenda besprochenen Patente des Herrn Bauinsp. a. D. Mühlen von der rechtlichen Seite. In Nr. 56 äußert sich Dr. Kühl nochmals kurz zu den bisher erschienenen Entgegnungen.

Harte Kreide in Beton und Kunststein. Von Reg.-Bmstr. Konrad Hildebrand, Königsberg. Der Umstand, daß in der Königsberger Gegend oft aus Kunststeinkörpern schon im ersten Winter nach ihrer Herstellung Brocken von Faustgröße herausgesprengt werden, ist nach den Beobachtungen des Verfassers auf das Vorhandensein von „harter Kreide“ im Beton zurückzuführen. Über die mineralogische Beschaffenheit, über ihre Wirkung in Beton und über die Mittel, diesen Sprengkörper unschädlich zu machen oder auszusondern siehe Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 52.

Über Eisenrost. Von Dr. P. Martell. Allgemein verständlicher Aufsatz über das Wesen, die Ursache, die Beseitigung und Verhütung von Eisenrost, der — leicht zu lesen — bei dem Bautätigen die Kenntnisse auf diesem Gebiete zu vertiefen und zu festigen geeignet ist. Industriebau 1918 Nr. 4.

Mängelrüge im Zementgeschäft. Nach den verschiedensten Erörterungen dieses Punktes in der Tonindustrie-Zeitung 1917 tritt ein Vertreter der Zementerzeugung für die Beibehaltung der Forderung der Mängelrüge (warum sagt man nicht sprachlich einwandfrei Mängelrügung oder Mängel-meldung? Kze.) ein. Tonindustrie-Ztg. 1918 Nr. 59.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Die Knickkraft von Stäben mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment. Von Elwitz. Die Abhandlung über diesen Stoff im Zentralblatt der Bauverwaltung 1917 S. 517 wird in derselben Zeitschrift 1918 S. 222 (Nr. 45) auf an beiden Enden eingespannte Stäbe ausgedehnt.

Durchbiegung eines Trägers unter bewegter Last mit Federung. Von Regierungsrat Dr.-Ing. H. Saller, Nürnberg. Den an Hand eines Annäherungsverfahrens für den Einfluß ungedeelter Lasten im Zentralbl. d. Bauv. 1917 S. 298 angestellten Berechnungen werden im Jahrgange 1918 d. Bl. Nr. 37 und 38 Ableitungen für gefederte Lasten gegenübergestellt.

Der durchlaufende Träger auf 4 Stützen mit gleichen Endfeldern und feldweise abgestuften Trägheitsmomenten. Von Ing. Franz Kuhn, Wien, Bauassistent der k. k. Staatsbahn. Für den Fall des 3 feldrigen durchlaufenden Trägers ermöglichen die vom Verf. hier veröffentlichten Tabellen verhältnismäßig einfach die Verschiedenheit der Trägheitsmomente zu berücksichtigen. Die Ableitung der Tabellen ist nicht beigefügt. Sie stellen eine Ergänzung der Veröffentlichung Ing. Kufns „Der dreifeldrige durchlaufende Träger mit gleichen Endfeldern“ in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1917 Nr. 38 dar. Zeitschr. f. Betonbau 1918 Nr. 5.

III. Versuche mit Eisenbeton.

Ein gesprengter Wasserturm in Eisenbeton. 3 Bilder mit Beschreibung der Zerstörungserscheinungen an einem von den Russen gesprengten Wasserturme. Mitgeteilt von Ing. Franz Böhm, k. u. k. Oberlt. Beton und Eisen. 1918. Nr. 9/10.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise. Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

Eisenziegelbeton. Von H. Kretzger, Prof. a. d. Techn. Hochschule Stockholm. Vorführung des sehr beachtenswerten Vorschlages, Eisenbetonbalken in der Druckzone aus Klinkerziegeln herzustellen. Diese haben eine Druckfestigkeit bis 1000 kg/qcm. Die Verbindung mit dem Unterteil der Balken wird durch Bügel gut gesichert. Vergleichende Vorversuche haben gezeigt, daß sich mit der vorgeschlagenen Bauweise Balken herstellen lassen, die niedriger sind als bei Anwendung der stärksten Spiralbewehrung. Arm. Beton 1918 Heft 5.

Bauten aus Betonhohlsteinen. „Beton und Eisen“ fordert zur Einsendung von Mitteilungen und Bildern von Wohnhausbauten aus Betonhohlsteinen auf, um diese Bauweise zu fördern. In Nr. 9/10 dieser Zeitschrift sind einige Einsendungen, die durchaus günstig lauten, wiedergegeben.

Verwendung des Betons beim Bau der Kriegerfriedhöfe im Militärkommandobereiche Krakau. Von Oberlt. Franz Nemetz, Ing. im Büro des Oberbaurats Dr.-Ing. Emperer. Ursache der Betonverwendung, sehr zahlreiche Abbildungen, erläuternder Text. Beton und Eisen 1918 Nr. 7/8.

Zementwarenherstellung. In Tonind.-Zeitung 1918 Nr. 60 wird für die Versorgung der Zement-Dachsteinerzeuger mit Zement eingetreten, da diese Dachsteine für den Bau von Kleinwohnungen sehr wichtig seien und keine Kohle bei ihrer Herstellung verbraucht werde. Man solle die Dachsteine auf Schlagtischen gleich an den Baustellen anfertigen, um nur den Zement anfahren zu müssen.

2. Hochbau.

Grundrißentwicklung gewerblicher Anlagen. Regierungsbaumeister Eduard Emele, Karlsruhe, faßt in Zentralblatt der Bauverwaltung 1918 Nr. 43 und 44 eine ganze Reihe von Punkten zusammen, die für die Anlage eines Werkes von Wichtigkeit sind. Wenngleich viele der angeführten Umstände allgemein bekannt sind, so ist ihre Aufführung im Zusammenhange doch zu begrüßen, da oft sogar selbstverständliche Rücksichten nicht genommen werden.

Ummantelung von Hauskaminen mit Eisenbeton. Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne schlägt vor, hohe und schlanke Kamine zur Sicherung ihrer Standfestigkeit mit einer Ummantelung aus Eisenbeton (d. i. ein bewehrter Putz) zu versehen, um die störenden Zuganker fortlassen zu können. Ein Rechnungsbeispiel ist beigegeben. Tonind.-Zeitung 1918 Nr. 58.

Siloanlage der Fa. Gercke & Deppen-Hansmühle A. G. in Bremen. Architekten Hildebrand & Günthel D.F.A. Bremen. Vorzügliche Photographien, Schnitte, Grundrisse, Aufnahmen verschiedener Bauzustände, Beschreibung dieser umfangreichen Ausführung in Eisenbeton. Industriebau 1918 Nr. 5.

Über die Dachform von Eisenbetonbauten. Ein Wort zugunsten flacher Dächer für Industriebauten. Die Entwässerung solcher schwach geneigten Flächen kann sehr zweckmäßig durch Säulen (besonders wenn es umschnürte Gußeisen-Betonsäulen sind) hindurchgeführt werden. Vorkehrungen zur Erzielung guter Zugänglichkeit der Abfallrohre, Kopf und untere Ausmündung werden in Einzeldarstellung wiedergegeben. Beton und Eisen 1918 Nr. 7/8.

Öllagerkeller. Von Architekt Hans Hartmann. Die Grundregeln und einige Hinweise auf zweckentsprechende Baustoffe für die verschiedenen Einzelheiten beim Bau von Öllagerkellern, die in der Neuzeit immer häufiger auftreten, da Benzin, Benzol und Rohöl eine immer ausgedehntere Verwendung finden. Industriebau 1918 Nr. 5.

Räumlichkeiten zur Aufbewahrung und Überwintern von Kartoffeln. Wie oben bei den Öllagerkellern gibt Architekt Hartmann in Industriebau 1918 Nr. 4 allgemeine Gesichtspunkte für die in der Überschrift genannten Anlagen.

Korksilo in Wasserbehälter der Fa. Grünzweig und Baumann. Entwurf und Ausführung von Wayss & Freytag A.-G. Abbildungen und Beschreibung der bereits auch in den Mitteilungen für Zement und Beton der Deutschen Bau-Zeitung 1918 Nr. 1 veröffentlichten Anlage. Der Industriebau 1918 Nr. 4. Vgl. L. 1918 Hft. 2.

3. Brückenbau.

— — —

4. Wasserbau.

— — —

5. Grundbau.

(Pfahlgründungen.)

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städt. Tiefbau.

— — —

7. Schiffbau.

Neue dänische Stahlbeton- und Holzschiffswerft. Aus dem „Schiffbau“ vom 24. April 1918 gibt „Beton und Eisen“ kurze Mitteilungen über eine neue dänische Werft unter dem Namen „Codan“ wieder. Nr. 9/10 1918.

Spanischer Betonschiffbau. „Beton und Eisen“ bringt in Nr. 9/10 1918 die Mitteilung, daß auch in Spanien eine Werft für Betonschiffe errichtet wird.

Amerikanischer Betonschiffbau. 50 Mill. Dollar sollen nach Antrag der Shipping Board für die Errichtung von 5 Eisenbetonwerften in der Union sichergestellt werden. (Beton und Eisen 1918 Nr. 9/10).

Die wichtigsten Patente des In- und Auslandes über den Bau von Eisenbetonschiffen. Bearbeitet von Ingenieur O. Ferdinand, Berlin-Friedenau. In den Textbeilagen zu Beton und Eisen (gelbe Blätter) 1918 wird der Inhalt der verschiedenen einschlägigen Patentschriften, zum Teil mit Abbildungen, in einer Reihe von Fortsetzungen von Heft 6 an wiedergegeben.

Niederländischer Eisenbetonschiffbau, Werft von Jouret & Speltineck, Krimpen a. Lek, hat einen Leichter aus Eisenbeton von 480 t Wasserverdrängung (150 t Eigengewicht) vom Stapel gelassen. Beton und Eisen 1918 Nr. 7/8.

Fougner-Schiffswerft in Newyork Fougner, der Gründer und Direktor der Fougner-Werft in Moos (Norwegen), hat in Newyork eine Werft mit 1 Million Dollar Aktienkapital gegründet. Dort soll zunächst ein amerikanischer Staatsauftrag auf sechs 3500-t-Schiffe ausgeführt werden. Beton und Eisen 1918 Nr. 7/8.

Die wissenschaftlichen Grundlagen des Eisenbetonschiffbaues. Dr. Wilhelm Vieser, Ingenieur, veröffentlicht in der Zeitschrift für Betonbau eine längere Abhandlung, welche in Heft 5 (1918) nach einer allgemeinen Besprechung mit der Behandlung der Theorie und Berechnung der Schiffe beginnt. 1. Entwurf des Schiffskörpers, Berechnung der Wasserverdrängung und des Schwerpunktes. 2. Die Stabilität der Schiffe. 3. Die Dynamik der Schiffe. 4. Die Fortbewegung der Schiffe. 5. Der Schiffswiderstand und die Maschinenleistung. 6. Festigkeit der Schiffe, 6 Seiten.

VI. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Launhardt ist am 13. Mai 1918 gestorben. Nachruf im Zentralbl. d. Bauverwalt. 1918, Nr. 45.

Zukunftsfragen des Eisenbetons. Dr.-Ing. A. Kleinlogel nimmt Stellung zu den auf seine Veröffentlichung unter obiger Überschrift hin erfolgten Erörterungen dieser Frage durch Dr.-Ing. W. Sch., durch Ing. Karl Ritter-Klotzsche, Prof. Hager-München und Dipl.-Ing. Tornieporth. Beton und Eisen 1918 Nr. 7/8.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Heft 38. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment. Erster Teil. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der K. Techn. Hochschule zu Stuttgart in den Jahren 1912 bis 1914. Mit 25 Textabb. und 21 Tabellen. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf. Berlin 1917. Verlag W. Ernst u. Sohn. Preis 3,00 M.

Das vorliegende Heft stellt sich den bisher erschienenen würdig an die Seite und behandelt eine ganze Anzahl hochwichtiger Probleme des Verbundbaues, zugleich auf viele noch offene Fragen Antwort gebend und ein reiches Material für weitere theoretische Untersuchungen bietend. Auf seinen Inhalt wird in der ausführlichen Besprechung in diesem Heft hingewiesen, so daß hierauf an dieser Stelle verwiesen werden kann. Einer besonderen Empfehlung an die Fachgenossen bedarf heut zwar kein Heft des deutschen Ausschusses mehr, immerhin aber seien alle Fach- und weiteren Kreise ganz besonders auf das vorliegende Heft als eine hoch bedeutsame Arbeit hingewiesen.

M. F.

Veröffentlichung des deutschen Ausschusses für Eisenbeton Heft 39. Flüssige Betongemische für Eisenbeton. Bericht über Versuche im Kgl. Materialprüfungsamt Berlin Lichterfelde-West, erstattet von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. E. h. M. Gary, mit 25 Textabb. und 21 Tafeln. Berlin 1917. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin. Preis 3,00 M.

Wie aus der ausführlichen Würdigung der vorliegen-

„Abstandsgleich“ statt des Wortes „Parallel“. Schliemann, Leer (Ostfriesland) macht den sehr dankenswerten Vorschlag, das Wort „Parallel“ durch „Abstandsgleich“ zu ersetzen; verschmähte es doch sogar ein so kleines Volk wie die Holländer, statt des eigenen Wortes (ewenwijdig) das Fremdwort parallel zu gebrauchen. Für proportional schlägt Sarrazin bekanntlich verhältnismäßig vor, eine ganz gewiß einwandfreie Verdeutschung. Zentralblatt der Bauverwaltung 1918 Nr. 42.

Patentdauer und Patentgebühren. Von Patentanwalt Neumann, Berlin. Erörterungen im Anschlusse an die Abänderungsentwürfe zum Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichengesetze, die von der Regierung 1913 am 11. Juli veröffentlicht, infolge des Krieges aber nicht weiter behandelt worden sind. Die Vorschläge des Vorsitzenden des Deutschen Vereins für den Schutz des gewerblichen Eigentums, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Duisburg werden besprochen. Vor allem wird für eine Herabsetzung der Patentgebühren in den ersten Jahren des Patentlaufes eingetreten. Eigene Vorschläge des Verfassers. Technik und Wirtschaft 1918 Heft 5 u. 6.

den Arbeit im redaktionellen Teile dieser Nummer hervorgeht, befaßt sich der Verfasser mit der Aufgabe, eine für den flüssigen Beton im Verbundbau geeignete Würfelform zu finden, welche ein Festigkeitsergebnis sichert, das dem im Bauwerke zu erwartenden tatsächlich entspricht. Hierbei wird der Nachweis erbracht, daß die bisher üblichen festen Eisenformen durchaus nicht geeignet sind, daß aber auch den Holzformen Nachteile anhaften, die z. T. in unsicheren Prüfungsergebnissen, z. T. in dem baldigen Versagen der Absaugefähigkeit des Holzes beruhen. An ihrer Stelle werden Gipsformen als in jeder Hinsicht zweckmäßig nachgewiesen, zumal sie einen leichten Einbau in die 30 cm eisernen Würfelformen gestatten.

Wie allen Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wird auch dieser Arbeit die weiteste Verbreitung zuteil werden, und zwar umso mehr, als es sich hier um die einwandfreie Lösung einer für die gesamte Praxis des Verbundbaues hochbedeutsamen Aufgabe handelt.

M. F.

Brücken aus Eisenbeton. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von J. C. Kersten. Teil I: Platten- und Balkenbrücken mit 616 Textabb. Vierte, neubearbeitete und erweiterte Auflage. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin. Geh. 11,00 M., geb. 12,50 M.

Das Kerstensche Buch hat sich als Lehrbuch bereits so gut eingeführt, daß es einer besonderen Empfehlung in seiner vierten Auflage nicht mehr bedarf. Im besonderen sind die „praktischen“ Abschnitte erweitert, die Textabbildungen recht erheblich vermehrt worden. Bei den theoretischen Behandlungen sind die neuen Eisenbeton-Bestimmungen verwertet. Durch alles das hat das Buch noch an Brauchbarkeit gewonnen, so daß auch die neue Auflage eine wertvolle Bereicherung der Eisenbeton-Literatur darstellt.

M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.